

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master Professionnel en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation Contreventé
par voiles porteurs en Béton Armé*



Etudié par:

OUHAMOUCHE Ahcene.

OUAZZI Djaffar.

Dirigé par :

M^{me} SI-AHMED H

Promotion 2013-2014

REMIRCIEMENTS

- Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^{me} SI-AHMED H, pour son suivie et ses conseils tous le long de l'élaboration de notre projet.
- Notre parfaite considération à l'ensemble des enseignants ayant contribués à notre formation.
- Nos remerciements à nos familles et tous nos amis.
- On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.
- Enfin, nos sincères salutations aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Dédicace



**Je dédie ce modeste travail à ma chère grand-mère
que dieu la protège et veille sur elle.**

Ahcene



Dédicace



**Je dédie ce modeste travail, à toute la famille, à mes amis
et a toute la Kabylie**

Djaffar



SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction : Page 01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage. Page 02

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments. Page 10

Chapitre III : Calcul des éléments.

III-1 : Calcul des planchers. Page 24

III-2 : Calcul des escaliers. Page 43

III-3 : Calcul de la poutre palière. Page 55

III-4 : Calcul des balcons. Page 62

III-5 : Calcul de la toiture. Page 67

III-6 : Calcul de la dalle pleine. Page 73

III-7 : Calcul de l'acrotère. Page 78

Chapitre IV : Etude de contreventement. Page 82

Chapitre V : Modélisation de la structure. Page 94

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux. Page 116

Chapitre X : Etude de l'infrastructure. Page 152

Conclusion

Bibliographie

PLAN DE TRAVAIL

Chapitre I : INTRODUCTION

- 1- Description et présentation de l'ouvrage
- 2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

- 1- Pré-dimensionnement des éléments
- 2- Descente de charges

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS

- 1- L'acrotère
- 2- Les escaliers
- 3- Les planchers
- 4- Dalles pleines
- 5- Toiture
- 6- Poutre palière
- 7- Balcons

Chapitre V : ETUDE DU CONTREVENTEMENT

- 1- Introduction
- 2- Calcul des inerties des voiles

Chapitre VIII : MODELISATION DE LA STRUCTURE

- 1- Introduction
- 2- Application

Chapitre IX : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

- 1- Ferrailage des poutres
- 2- Ferrailage des poteaux
- 3- Ferrailage des voiles

Chapitre X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- 1- Introduction
- 2- Choix du système de fondation
- 3- Calcul des semelles filantes

Introduction générale

Introduction générale

Dans l'état actuel, le secteur de l'habitat et de l'urbanisme rencontre d'énormes difficultés, surtout dans nos grandes villes. La non disponibilité des assiettes réservées à la construction conduit à prévoir des structures de plus en plus élancées.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous allons calculer une construction implantée à Tizi-Ouzou.

Vu que l'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, type de contreventement à choisir). Tout ouvrage doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité, la résistance de ses éléments structuraux et assurer la sécurité des usagers.

Pour cela, il doit se faire conformément aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le règlement de béton armé à savoir le CBA 93 et le DTR-BC2-2

Notre travail se subdivise en trois parties suivantes :

Premièrement nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de constructions. Ensuite, nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments. Finalement, nous calculerons le ferrailage des éléments non structuraux.

Deuxième étape aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux pour y arriver nous effectuerons une modélisation de la structure à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (période propre et mode propre)
- les efforts internes des éléments structuraux.

On terminera notre travail par le calcul de l'infrastructure en tenant compte du rapport de sol sur lequel sera implanté l'ouvrage.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par le bureau d'étude (B.E.R.H.T.O), ayant pour objectif le calcul d'une structure (R+6) à usage d'habitation implanté dans la Wilaya de TIZI OUZOU qui est classée par le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa).

La structure en question comporte :

- Un rez-de-chaussée
- SIX étages courants
- Une cage d'escalier
- Une toiture

I.1.1. Caractéristiques géométrique :

- Longueur total de l'ouvrage est de 26.20 m
- Largeur total de l'ouvrage est de 16.35 m
- Hauteur total sans acrotères est de 25.27 m
- Hauteur de rez-de-chaussée est de 3.06m
- Hauteur de l'étage courant est de 3.06m

I.1.2. Les éléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

L'ossature de cet ouvrage constituée de :

- Portique (poteau et poutre) disposés longitudinalement et transversalement.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

Ces deux éléments assurent la fonction porteuse et le contreventement. .

b) Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides ayant plusieurs fonctions.

Pour notre ouvrage, on a opté pour un plancher en corps creux pour les étages et une dalle pleine pour le balcon

c) Les escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux, ils sont en paillasse adjacentes avec un palier intermédiaire, réaliser en béton armé coulé sur place.

d) La maçonnerie :

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5cm, par contre les murs inférieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.

I.1.3. Etude géotechnique :

Au terme de l'investigation géologique et géotechnique menées sur le terrain destiné à recevoir ce présent projet, nous tirons la conclusion suivante :

La géologie du site est constituée essentiellement des marnes grisâtres dures gisant profondément, surmontés par des marnes altérées et d'argiles marneuses.

D'après les essais enregistrés par le laboratoire spécialisé, le site d'implantation est le S_2 .

I.1.4. Groupe d'usage :

D'après le RPA 99 révision 2003 (Art 3.2), le bâtiment est classé en groupe d'usage 2.

I.1.5. Principes des justifications

L'étude de cet ouvrage doit être justifié par :

- Le règlement Parasismique Algérien (RPA99, révision 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrage en béton armé BAEL 91 modifier 99.
- Document technique réglementaire (DTR) et document technique unifié (DTU).

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Introduction :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisé en béton armé. Puis, les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2.1. Le béton :

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton présent une relative bonne résistance à la compression. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique.

À partir de ces résultats, on définit la résistance caractéristique de béton à 28 jours noté f_{c28} . Lorsque, la sollicitation s'exerce sur un béton < 28 jours, sa résistance à la compression ce calcule comme suite :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \text{ pour des } f_{c28} < 40 \text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \text{ pour des } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art.A.2.1.11, BAEL 91)}$$

Pour notre projet on prend la résistance caractéristique de béton à 28 jours égale : $f_{c28} = 25$ MPA.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique de béton à la traction à j jours, noté f_{tj} est conventionnellement donnée par la relation suivante et vérifiée par l'article Art. A.2.12, BAEL 91.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

c) Contrainte limite du béton à la compression :

❖ **A l'ELU :**

La contrainte limite ultime à la compression est donnée par la formule suivante (Art A.4.3.41, BAEL 91).

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

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $j > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1 < j < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $j < 1$ heure

Remarque : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

❖ **A l'ELS :**

La contrainte limite de service à la compression du béton est vérifiée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

d) Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad (\text{Art.5.1, 21 de BAEL 91 modifier 99}).$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à l'ELU)

b : valeur de la longueur de la section cisailée

d : valeur de la hauteur utile ($d=h-c$)

Cette valeur de (τ_u) ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA})$ pour les fissurations peu nuisibles

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA})$ pour les fissurations préjudiciables et très préjudiciables

e) Diagrammes contraintes– déformations :

❖ **ELU**

Pour le calcul à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure ci-dessous.

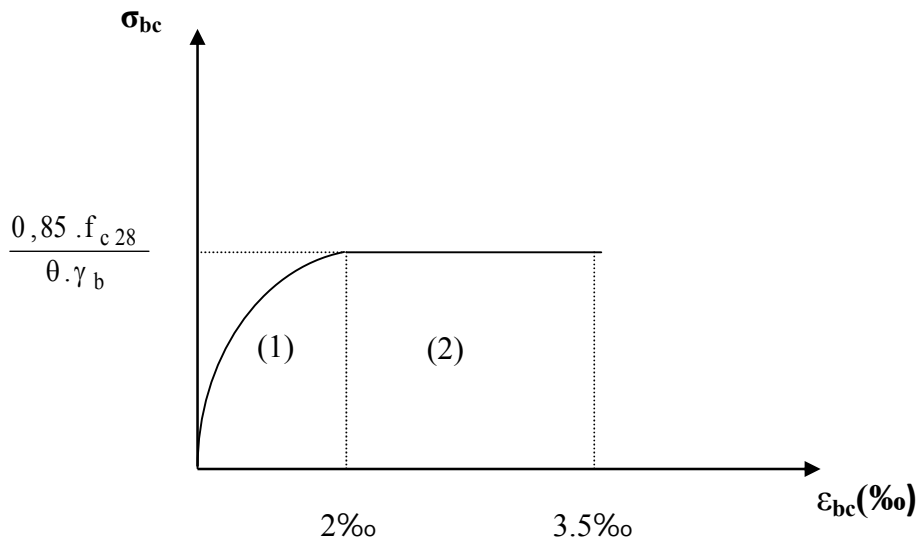


Fig.I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

❖ **ELS :**

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

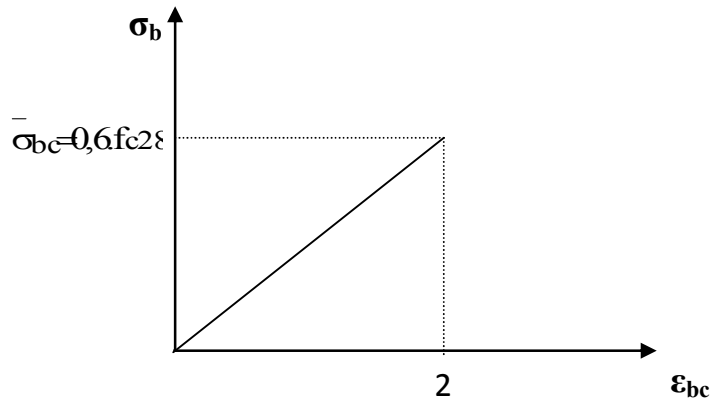


Fig.I.2 Diagramme contrainte-déformation du

f) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrer. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue de sorte de module :

g) Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformations longitudinales :

❖ **Module de déformation instantané**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures donnée par la formule suivante et vérifier par Art A.2.1 ,21 de BAEL 91

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée).}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA, Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

❖ **Module de déformation différée**

Lorsque la contrainte normale appliquée de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage et de retrait du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art. A.2.1.22, BAEL 91)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPA.}$$

h) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- E : Module de Young (module d'élasticité)
- ν : coefficient de poisson. $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$
- $\Delta d / d$: déformation relative transversale.
- $\Delta l / l$: déformation relative longitudinale.

❖ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Il est prêt égale à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. } (Art 2.1.3, BAEL 91)
 $\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. }

❖ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN / m³ s'il est armé.

I.2.2. Les Aciers :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de l'ouvrage sont

- les aciers de haute adhérence (HA) de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- les treillis soudés (T.L.E. 520) de limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à

$E_s = 200000$ MPA. (Art.A.2.2, 1 de BAEL 91)

b) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal $\nu = 0.3$

c) Contraintes limites des aciers :

❖ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art.4.3.2 de BAEL 91) :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte admissible de l'élasticité de l'acier.
- F_e : limite d'élasticité garanti si la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle 2‰.
- γ_s : coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1.15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

❖ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'application des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes de l'armature tendues comme suite :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ (Art.4.5, 32 de BAEL 91 modifier 99).}$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimique, atmosphériques,.....

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \text{ MPa.}$$

Avec :

η = Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm,

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm,

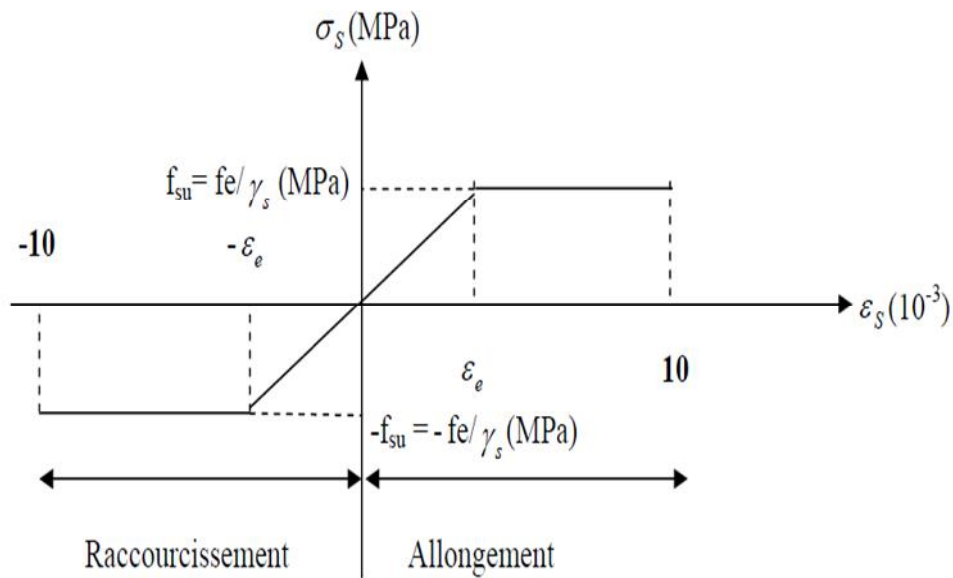
$\eta = 1$ pour les rl.

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

(Art. A.4.5.3.4, BAEL 91) C'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,6 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) \text{ MPa.}$$

d) Diagramme contrainte déformation :



e) Protection des armatures

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes (Art.7.2, 4 de BAEL 91modifier 99) :

- 5cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.
- 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou des intempéries ou des condensations.
- 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est aux moins égales à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (Art-7.2, 4) afin de permettre le passage d'aiguille vibrante, il convient de lisser les espacements d'au moins 5cm (Art, 7.2, 8).

CHAPITRE II

Pré dimensionnement de l'ouvrage

Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments des ouvrages en utilisant les règles en vigueur à savoir :

- RPA 99 révision 2003
- CBA 93
- DTR BC2-2

II.1. Plancher en corps creux

Il s'agit de plancher constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriqués, le tout complété par une dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t = L_{\max}/22.5$$

L_{\max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

h_t : épaisseur de la dalle

Le RPA nous impose pour la zone II_a une section transversale des poteaux de 25x25.

Dans notre cas : $L_{\max} = 410 - 25 = 385$

D'où : $h_t = 385/22.5 = 17,11\text{cm}$

On optera pour un plancher de 20 cm, composé de corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm.

II.2. Dalle pleine :

Pour notre cas la dalle pleine est utilisée juste pour les balcons, l'épaisseur de cette dalle sera déterminée par la condition suivante :

$$e_p = L/10 \quad \text{Avec } L : \text{porté libre}$$

e_p : épaisseur de la dalle

$$e_p = 150/10 = 15$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le BAEL 91 modifier 99, les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ Selon Art A.4.14 BAEL 91

$0.5h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

h_t : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs, selon le RPA 99 version 2003 elles doivent respecter les conditions suivantes :

- $b \geq 20$ [cm]
- $h_t \geq 30$ [cm]
- $h_t/b \leq 4$

II.3.1. Poutre principal (sens transversal):

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

On a $L_{max} = 480 - 25 = 455$

$455/15 \leq h_t \leq 455/10$ on prend $h_t = 40\text{cm}$

La largeur de la poutre est :

$0.5(45) \leq b \leq 0.7(45)$ on prend $b = 30\text{cm}$

II.3.2. Poutre secondaire (sens longitudinale) :

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est :

On a $L_{max} = 410 - 25 = 385$

$385/15 \leq h_t \leq 385/10$ on prend $h_t = 35\text{cm}$

La largeur de la poutre est :

0.5(35) b = 0.7 (35) on prend $b = 30$

❖ **Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ [cm]	40 [cm]	35 [cm]	vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30 [cm]	30 [cm]	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

TABLEAU II.1: vérification des conditions.

❖ **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $h_t = 40$ [cm] ; $b = 30$ [cm].

Poutres secondaires: $h_t = 35$ [cm] ; $b = 25$ [cm].

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les charges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**

II.4.1. Charges permanentes

a) Toiture :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Couverture en tuile mécanique (linteau compris)	/	/	0,45
2	Chevrons et pannes	/	/	0.1
3	Briques creuses	/	/	0.9
Charge permanente totale				1.45

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN/m ²]
1	Etanchéité	2	0.095	0.19
2	Plancher corps creux	20	/	2.85
3	Enduit plâtre	2	0.10	0.2
charge permanente totale : $G_t =$				3.24

TABLEAU II.2 : charges permanentes revenant sur la toiture

b) Plancher terrasse :

TABLEAU II.3 : charges permanentes revenant au plancher terrasse.

c) Plancher d'étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	2	0.20	0,40
2	Mortier de pose	3	0.20	0,60
3	Couche de sable	3	0.18	0.54
4	Dalle en corps creux	(16+4)	/	2,85
5	Enduit de plâtre	2	0.10	0,20
6	Cloison de Séparation En brique creuse	10	/	0,90
Charge permanente totale				5.49

TABLEAU II.4 : charges permanentes revenant au plancher courant.

d) La maçonnerie :

➤ Murs extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN / m ²]
1	Mortier de ciment	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	10	/	0.9
3	Lame d'aire	5	0	0
4	Briques creuses	10	/	0.9
5	Enduit de plâtre	2	0.10	0,20
Charge permanente totale				2.24

TABLEAU II.5 : charges permanentes revenant aux murs extérieurs

➤ Murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN / m ²]
1	Enduit plâtre	2	0.10	0.2
2	Briques creuses	10	/	0.9
5	Enduit de plâtre	2	0.10	0,20
Charge permanente totale				1.3

TABLEAU III.6 : charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

e) Dalle pleine de balcon :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	2	0.20	0,40
2	Mortier de pose	3	0.20	0,60
3	Couche de sable	3	0.18	0.54
4	Dalle pleine	15	0.25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	0.10	0,20
Charge permanente totale				5.49

TABLEAU II.7 : charges permanentes revenant au balcon.

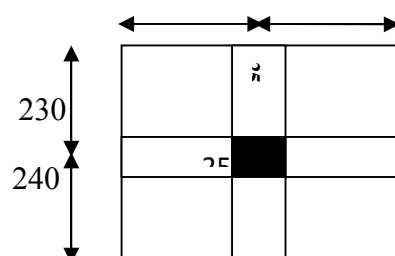
II.4.2. Charges d'exploitation :

éléments	Q (KN/m ²)
Plancher d'étage courant	1.5
toiture	1
Balcon	3.5
Escalier	2.5

TABLEAU II.8 : charges d'exploitation

II.5. Surfaces d'influences :

La surface revenant au poteau le plus sollicité est :



Surface revenant au poteau le plus sollicité

II.5.1. Plancher

$$S_{\text{brute}} = 4.10 \times 470 = 19.27 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{net}} = (192.5 \times 227.5 \times 2) + (217.5 \times 192.5 \times 2) = 17.13 \text{ m}^2$$

II.5.2. Toiture:

$$\cos \alpha = 480/X \text{ d'où : } X = 4.80 / \cos \alpha = 5.10 \text{ m avec } \alpha = 20^\circ$$

$$S = 192.5 \times 510 \times 2 = 19.63 \text{ m}^2$$

II.6. Poids propre des éléments :

II.6.1. Toiture :

$$P = G \times S = 1.45 \times 19.63 = 28.47 \text{ KN}$$

II.6.2. Terrasse inaccessible :

$$P = G \times S = 3.24 \times 17.13 = 55.50 \text{ KN}$$

II.6.3. Plancher étage courant :

$$P = G \times S = 5.49 \times 17.13 = 94.04 \text{ KN}$$

II.6.4. POUTRES :

- $P_{\text{pp}} = 0.3 \times 0.40 \times (4.80 - 0.25) \times 25 = 13.65 \text{ KN}$
- $P_{\text{ps}} = 0.35 \times 0.30 \times (4.10 - 0.25) \times 25 = 10.10 \text{ KN}$

$$\text{Poids total des poutres : } P_t = 13.65 + 10.10 = 23.75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres de la toiture : } P = [(0.40 \times 0.3 \times 5.10) + (0.35 \times 0.30 \times 3.85)] \times 25 = 25.40 \text{ KN}$$

II.6.5. Poteaux

$$\text{Poteau de l'étage courant et RDC : } P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de la toiture : } P = 0.25 \times 0.25 \times 1.96 \times 25 = 3.06 \text{ KN}$$

II.7. Dégression verticale des surcharges d'exploitations :

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

La loi de dégression est :

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

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 6).

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

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Toiture: $Q_0 = 1 \times 19.63 = 19.63 \text{ KN}$

Plancher dernier étage : $Q_1 = 1. \times 17.13 = 17.13 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $Q_2 = \dots \dots \dots Q_6 = 1.5 \times 17.13 = 25.69 \text{ KN}$

7^{ème}: $Q_0 = 19.63 \text{ KN}$

6^{ème}: $Q_0 + Q_1 = 36.76 \text{ KN}$

5^{ème}: $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 60.30 \text{ KN}$

4^{ème}: $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 81.28 \text{ KN}$

3^{ème}: $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 99.7 \text{ KN}$

2^{ème}: $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 117.54 \text{ KN}$

1^{ème}: $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 128.81 \text{ KN}$

II.8. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$.

La section transversale poteau le plus sollicité est donné par :

N_s : désigne l'effort normal de calcul s'exerce sur une section de béton

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ avec } \begin{cases} S : \text{section de poteau} \\ \sigma_{bc} : \text{contrainte limitée de service de béton en compression} \\ \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

TABLEAU II.9 : section des poteaux de chaque niveau

Ni v	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section Trouvée $s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_{(t)}$	G cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	$N_s = G_C + Q_C$	
t	28.47	3.06	25.40	56.93	56.93	19.63	19.63	76.26	51.98
6	50.50	4.78	23.75	80.73	137.66	17.13	36.76	176.33	117.55
5	94.04	4.78	23.75	124.27	261.93	25.69	62.45	326.29	217.52
4	94.04	4.78	23.75	124.27	386.2	25.69	88.14	474.34	316.22
3	94.04	4.78	23.75	124.27	510.47	25.69	113.83	624.30	416.2
2	94.04	4.78	23.75	124.27	634.74	25.69	139.52	774.26	516.17
1	94.04	4.78	23.75	124.27	759.01	25.69	165.21	924.14	616.09
R D C	94.04	4.78	23.75	124.27	883.28	25.69	190.9	1074.18	716.12

II.8.1. Rotule plastique :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique (Selon l'article 7.6.2 de RPA 99 révision 2033) que :

$$M_n + M_s \leq 1.25 (M_w + M_s).$$

Comme on ne connaît pas le moment on peut l'approcher par :

$$\text{On a: } \sigma = Mv / I, \text{ donc } M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pout}/v \leq 1.25 (\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pout}/v)$$

$$I_{pot} \leq 1.25 I_{pout}$$

Poutres principales (30x40)

$$I_{pout} = (0.30 \times 0.40^3) / 12 = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{pot} = 1.25 \times 1.6 \times 10^{-3} = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

On commence la condition minimale de RPA :

➤ **25x25**

$$I_{Pot} = 0.25^4/12 = 2.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ condition non vérifiée}$$

➤ **40x40**

$$I_{Pot} = 0.40^4/12 = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

La section des poteaux de notre structure est de **40x40cm²** pour tous les niveaux à l'exception de 5^{eme}, 6^{eme} et la toiture, d'après le RPA, selon l'article 7.6.2 la vérification de la rotule plastique est facultative pour les derniers niveaux pour les bâtiments supérieurs à R+2, ce que veut dire pour ces derniers on peut diminuer de dimension

Poteau de 5^{eme} et 6^{eme} on adoptera une section de **30x30cm²**

Toiture : **30x30 cm²**

II.9. Vérification des dimensions selon les règlements :

II.9.1 Vérification relatives aux exigences du RPA

Selon le RPA 99 révision 2003 (article A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) 25cm; en zone II_a

Les poteaux sont des sections carrés de longueur (45, 35 et 25), **condition vérifiée**

Min (b, h) h_e/20 h_e la hauteur libre entre étages

On a : h_e = 2.86m

$$286/20 = 14.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Les poteaux sont de section carrée b/h= 1

Condition vérifiée

❖ **Conclusion :** Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA

II.9.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = N_d / (B_c \times f_{c28}) \quad \mathbf{0.3}$$

❖ Application :

Poteau (30x30) : $176.33/(30 \times 30 \times 2.5) = 0.007 < 0.3$ condition vérifiée

poteau (40x40) : $1074.18/(40 \times 40 \times 2.5) = 0.26 < 0.3$ condition vérifiée

II.9.3 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Cette stabilité dépend de :

- La longueur de flambement
- La section (caractéristique géométrique)
- La nature des appuis

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement de poteau doit satisfaire l'inéquation suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau

l_0 : Longueur libre du poteau

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons. Selon le CBA 93 (article B 8.3.3.1) la longueur l_f est prise égale à :

- $0.7 l_0$ si le poteau est à ses extrémités :
 - Soit encastré dans un massif de fondation ;
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- l_0 dans tous les autres cas.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \quad \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

Poteau de RDC (40x40) :

$$l_0 = 2.86 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times 2.86/0.40 = 17.30 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

Toutes les valeurs de λ sont à 50, alors il n'y a pas risque de flambement.

II.10. Pré dimensionnement des voiles :

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 de RPA 99 révision 2003.

L'épaisseur minimale de voile est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_0 .

Pour notre projet :

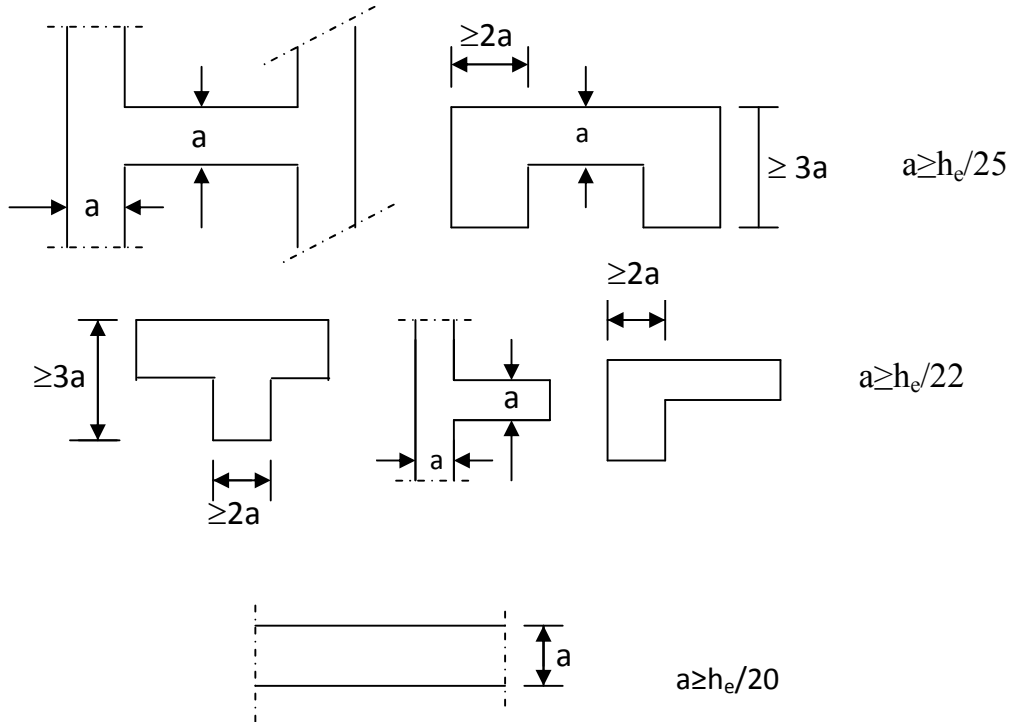
$$\text{hauteur libre de l'étage et la même que pour le rez-de-chaussé : } h_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

❖ **Epaisseur du voile :**

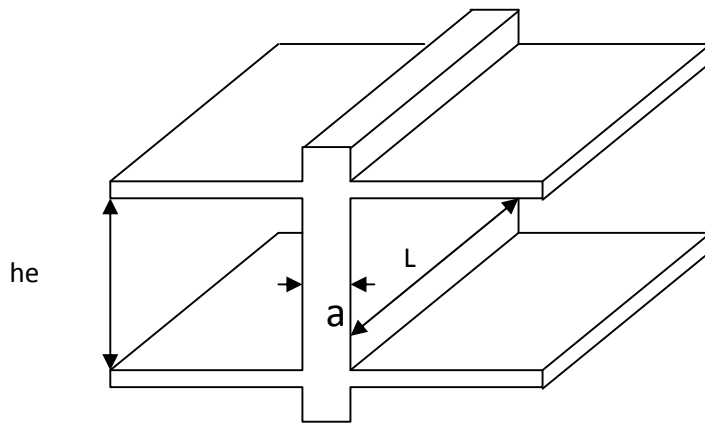
$$e_p = h_0/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur l doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur $l_{\min} = 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$



coupe de voile en plan



coupe de voile en élévation

❖ Conclusion

Après avoir fait ces calcul en respectant les différents règlement, on a opté pour le pré dimensionnement des éléments de notre structure comme suite :

Plancher en corps creux : **16+4**

- Epaisseur de la dalle pleine des balcon : **15cm**
- Epaisseur des voiles : **20cm**
- Poutres :
 - poutres principales : **30x40 cm²**
 - poutres secondaires : **30x35 cm²**
- poteaux :
 - RDC et 1^{er} 4^{eme} étage **40x40 cm²**
 - 5^{eme} et 6^{eme} étage : **30x30 cm²**
 - poteau de la toiture : **30x30cm²**

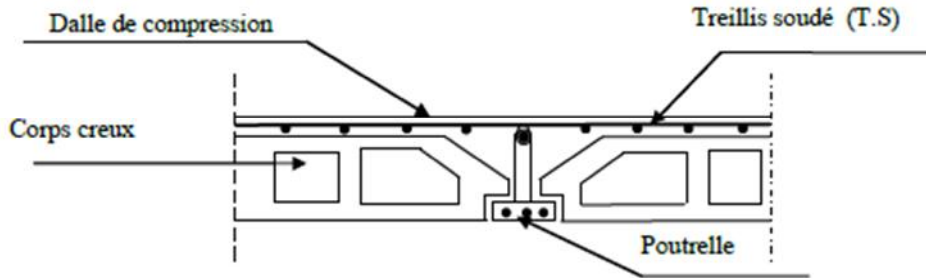
Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III.1 Plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutres pré fabriquées comme l'indique la figure suivante :



III.1.1 Dalle de compression :

L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm, elle est coulée sur place munie d'un quadrillage de treillis soudé de nuance de (TLE 520).

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs minimales exigées par le BAEL 91 modifié 99 dans l'article B.6.8.423.

- 20 cm (5 pm) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles
- 33 cm (3 pm) pour les armatures parallèle aux poutrelles

a) Calcul des armatures :

❖ **La section d'armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

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

$$A \geq \frac{4L}{f_e} \sigma \quad \text{Si } 50 < L' \leq 80 [\text{cm}]$$

L' : entraxe des poutrelles en [cm].

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

Selon le tableau des armatures on adoptera 5T4 = 0.63 cm² dont l'espacement est de 20 cm

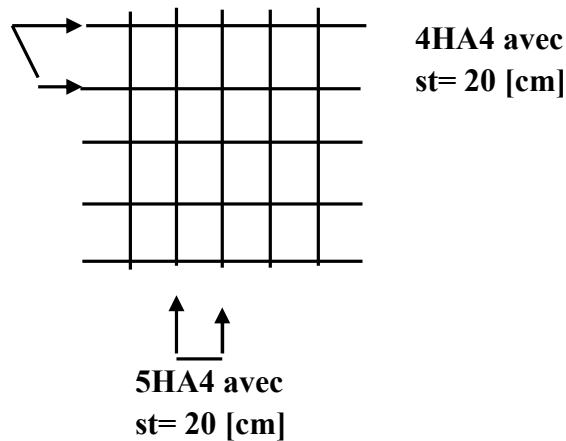
❖ **La section d'armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A = \frac{A_l}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 [\text{cm}^2]$$

Soit 4T4 avec un espacement de 20 cm.

❖ Conclusion :

La dalle de compression sera ferrillée per treillis soudé TLE520 de dimension $5 \times 4 \times 200 \times 200 \text{ mm}^2$



III.1.2 Etude des poutrelles

L'étude des poutrelles se fait en deux parties :

- Avant coulage de la dalle de compression
- Après coulage de la dalle de compression

III.1.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion, elle doit supporter son poids propres, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/m^2 et celui d'un ouvrier.

❖ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux : $G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

$G = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$

❖ Charges d'exploitations :

Poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

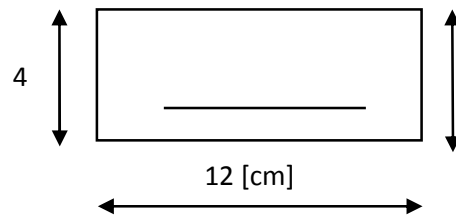
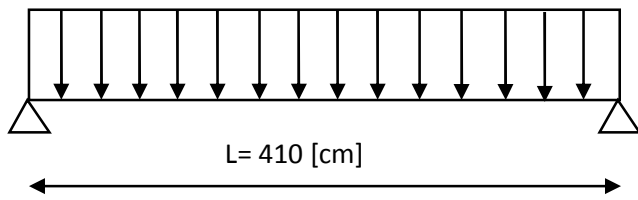
❖ Combinaison de charge à l'ELU :

$qu = 1.35 G + 1.5 Q$

$qu = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Schéma statique de la poutrelle

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable



Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2.5 \times 4.1^2}{8} = 5.25 \text{ Km.m}$$

Calcul de l'effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u}{2} l = \frac{2.5 \times 4.10}{2} = 5.125 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage:**

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$

$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ (d: la hauteur utile).

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \text{ Avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{5.25 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.70 > 0.392, \text{ donc la section est doublement armée.}$$

❖ **Conclusion :**

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm, il nous est impossible de disposer les armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression (espacement étais varié de 80 à 120 cm).

III.1.2.2 Après coulage de la dalle de compression :

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

Le BAEL propose les méthodes usuelles suivantes :

- la méthode forfaitaire
- la méthode des trois moments
- Méthode de Caquot

❖ Charges et surcharges :

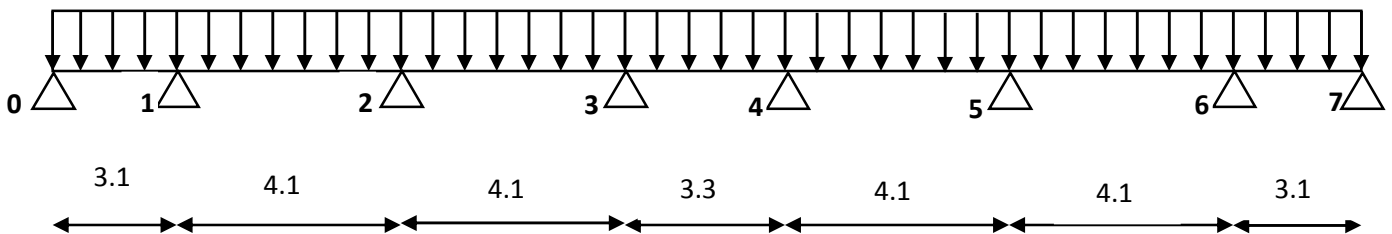
Poids propre de plancher : $G = 5.49 \times 0.65 = 3.568 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charge :

ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.568 + 1.5 \times 0.975 = 6.27 \text{ KN/ml}$$



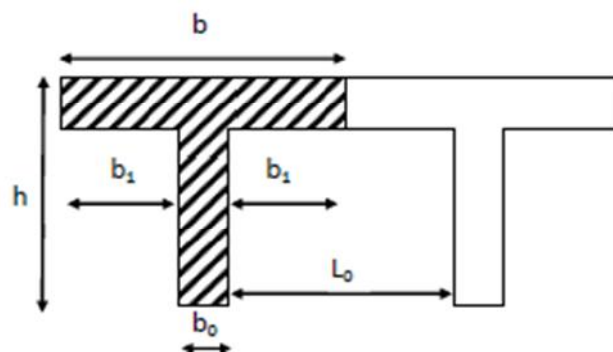
Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section : $h = 20 \text{ cm}$

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

Hauteur utile : $d = 18 \text{ cm}$

Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$



b : Largeur de la compression

b_1 : Largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{420}{2} = 140 \text{ cm}$$

Avec :

l: Distance entre axes des poutrelles

l_1 : Portée de la travée ($l_1=420$ cm)

$$b_1 = \min(26.5, 42, 140) = 26.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.1.2.2.1 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1. Choix de la méthode de calcul :

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si : $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

$$\text{Application : } G = 3.568 \times 2 = 7.1236$$

$$5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \leq 7.123 \text{ KN/ml.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation). Condition vérifiée

La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées. Condition vérifiée

Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées.

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25.$$

$$3.1/4.1 = 0.75$$

$$4.1/3.1 = 1.32 > 1.25$$

Condition non vérifiée

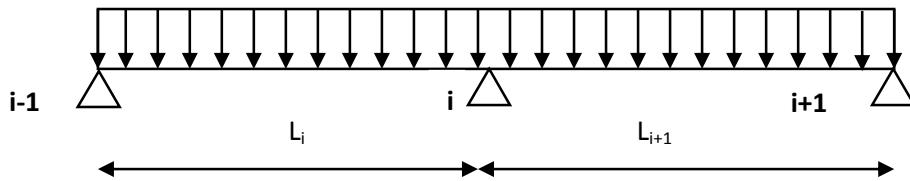
Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car les conditions ne sont pas vérifiées.

❖ Méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

Rappel de la méthode des (03) moments :



Moments aux appuis :

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

Moments en travées :

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

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

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

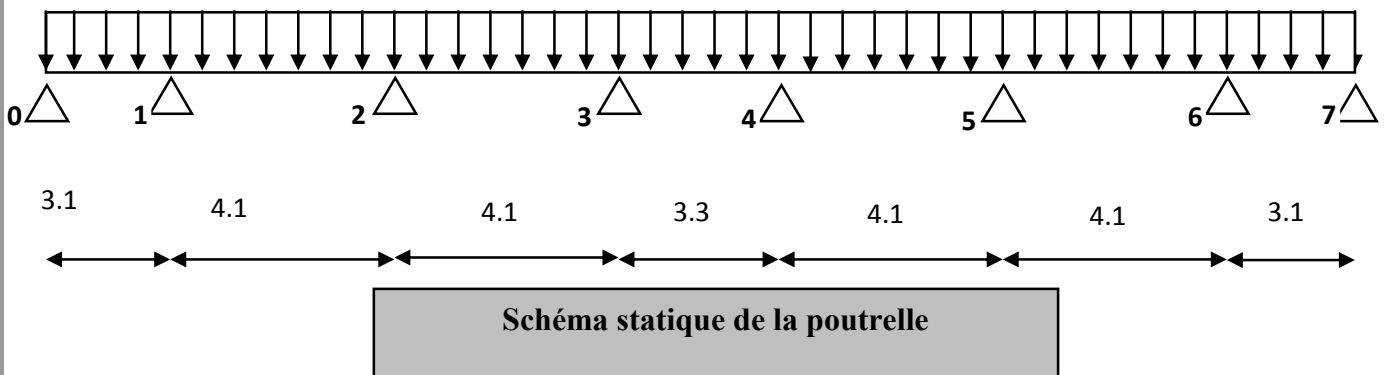
$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

Effort tranchant :

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

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

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



Calcul à l'ELU :

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

Appuis 1 :

$$3.1M_0 + 2M_1(3.1+4.1) + 4.1M_2 = -\frac{3.1^3 + 4.1^3}{4}$$

$$14.4 M_1 + 4.1M_2 = -24.67 q_u$$

Appuis 2 :

$$4.1M_1 + 2M_2(4.1+4.1) + 4.1M_3 = -\frac{4.1^3 + 4.1^3}{4}$$

$$4.1 M_1 + 16.4M_2 + 4.1 M_3 = -34.64 q_u$$

Appuis 3 :

$$4.1M_2 + 2M_3(4.1+3.1) + 3.1M_4 = -\frac{4.1^3 + 3.3^3}{4}$$

$$4.1M_2 + 14.4M_3 + 3.3 M_4 = -26,21 q_u$$

Appuis 4 :

$$3.3 M_3 + 14.4M_4 + 4.1 M_5 = -26,21 q_u$$

Appuis 5:

$$4.1 M_4 + 16.4M_5 + 4.1 M_6 = -34.64 q_u$$

Appuis 6:

$$4.1 M_5 + 14.4M_6 = -24.64 q_u$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 14.4 & 4.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4.1 & 16.4 & 4.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.1 & 14.4 & 3.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.3 & 14.4 & 4.1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.1 & 16.4 & 4.1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.1 & 14.4 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = -q_u \begin{Bmatrix} 24.67 \\ 34.64 \\ 26.21 \\ 26.21 \\ 34.64 \\ 24.67 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$$M_1 = -1.38q_u$$

$$M_2 = -1.90q_u$$

$$M_3 = -1.05q_u$$

$$M_4 = -1.05q_u$$

$$M_5 = -1.90q_u$$

$$M_6 = -1.38q_u$$

$$q_u = 6.27 \text{ [KN/ml]}$$

$$M_0 = 0.3 \frac{q_u l^2}{8} = -2.25 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = 8.65 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -11.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -6.58 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -6.58 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -11.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -8.65 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = 0.3 \frac{q_u l^2}{8} = -2.25 \text{ [KN.m]}$$

M_0 et M_7 sont des moments isostatiques de la travée considérée.

Tableau représentatif des moments et des efforts tranchants :

Travée	travée	X[m]	M_{max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0-1	3.1	1.22	2.42	7.65	-11.78
1-2	4.1	1.92	2.63	12.05	-13.64
2-3	4.1	2.25	4.06	14.15	-11.55
3-4	3.3	1.65	1.95	10.34	-10.34
4-5	4.1	1.84	4.05	11.55	-14.15
5-6	4.1	2.17	2.94	13.64	-12.05
6-7	3.1	1.87	2.42	11.78	-7.65

Exemple de calcul :

Moment fléchissant :

Travée (0-1) : $L_{0-1} = 3.10$ [m]

$$X = \frac{3.10}{2} + \frac{-8.65 + 2.25}{6.27 \times 3.10} = 1.22 \text{ [m]}$$

$$M_{max} = 6.27 \frac{1.22}{2} \times (3.1 - 1.22) + -2.25 \times \left(1 - \frac{1.22}{3.1}\right) + -8.65 \times \frac{1.22}{3.10} = 2.42 \text{ [KN.m]}$$

Effort tranchant :

$$\text{Pour } x=0 : T_1^e = 6.27 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-8.65+2.25}{3.10} = 7.65 \text{ [KN]}$$

$$\text{Pour } x=1 : T_1^w = -6.27 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-8.65+2.25}{3.10} = -11.78 \text{ [KN]}$$

Remarque :

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

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

Moments en travées

$$M_{(0-1)} = 2.42 + 0.33 (2.42) = 3.21 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 2.63 + 0.33 (2.63) = 3.50 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 4.06 + 0.33 (4.06) = 5.39 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 1.95 + 0.33 (1.95) = 2.60 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 4.05 + 0.33 (4.05) = 5.38 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 2.94 + 0.33 (2.94) = 3.92 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(6-7)} = 2.42 + 0.33 (2.42) = 3.22 \text{ [KN.m]}$$

Moments aux appuis :

$$M_0 = -2.25 + 0.33(2.25) = -1.5 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -8.65 + 0.33 (8.65) = -5.79 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -11.91 + 0.33 (11.91) = -7.97 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -6.58 + 0.33 (6.58) = -4.40 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -6.58 + 0.33 (6.58) = -4.40 \text{ [KN.m]}$$

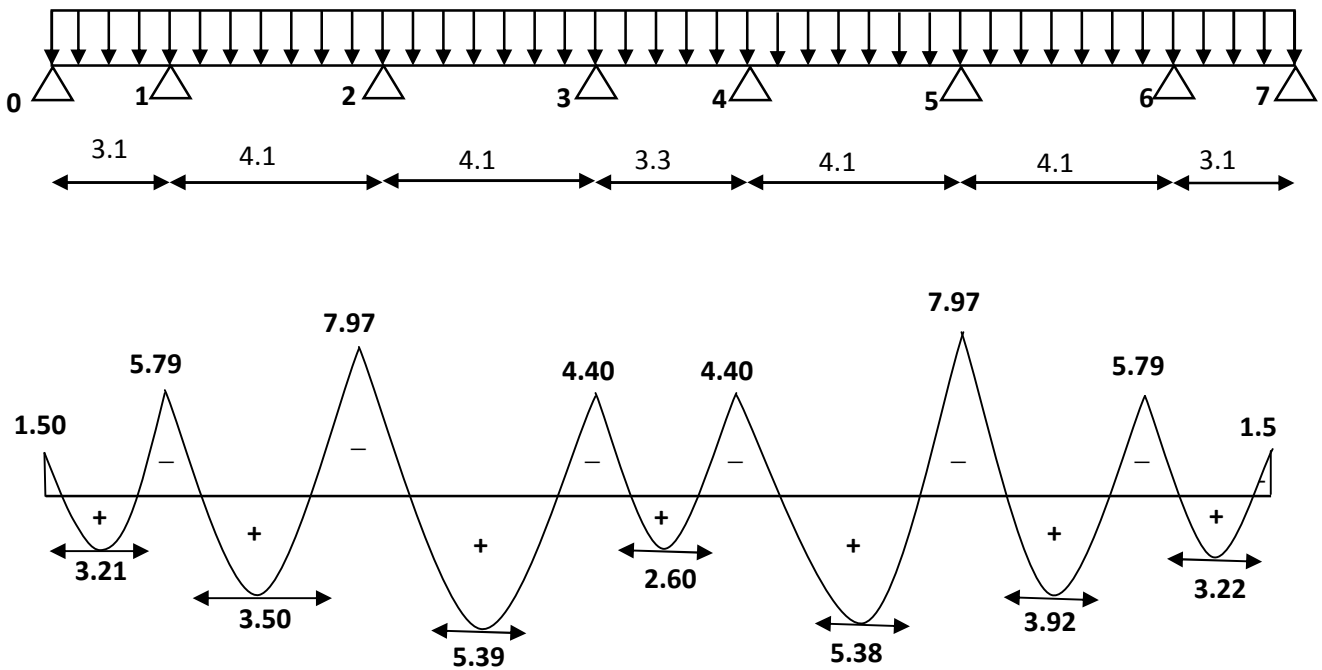
$$M_5 = -11.91 + 0.33 (11.91) = -7.97 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -8.65 + 0.33 (8.65) = -5.79 \text{ [KN.m]}$$

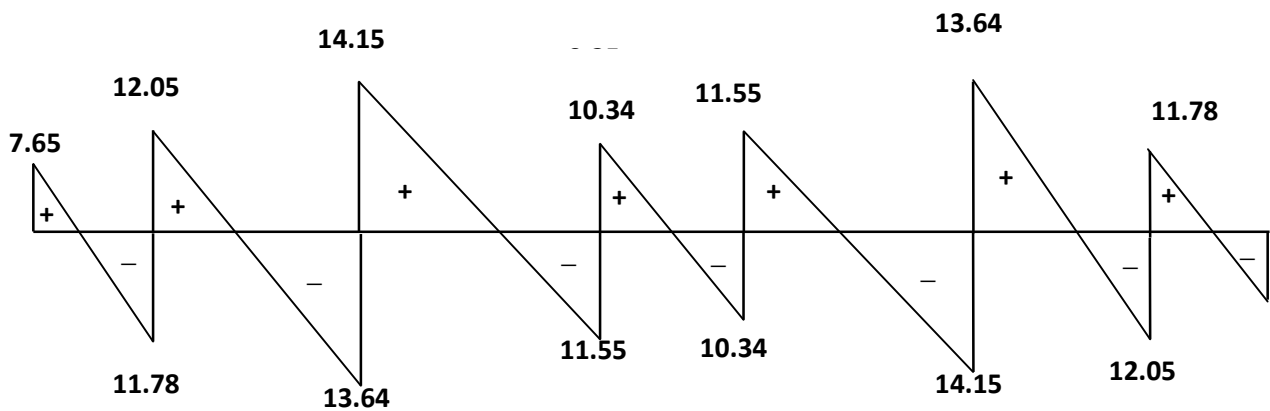
$$M_7 = -2.25 + 0.33 (2.25) = -1.50 \text{ [KN.m]}$$

Diagrammes des efforts internes

➤ Diagramme des moments :



➤ Diagramme des efforts tranchants :



III.1.2.2.2 Calcul des armatures à l'ELU

1. Armature longitudinale :

Armatures en travée :

$$M_{tmax} = 5.39 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right); \text{ avec } d : \text{ la hauteur utile } d = h_t - c$$

$$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 (0.18 - 0.04/2) = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 5.39 \text{ KN.m} < 58.94 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.39}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.018 < \mu = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{5.39}{0.990 \times 0.18 \times 348000} = 0.86 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A = 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis:

$$M_a^{\max} = 7.97 \text{ KN.m}$$

La table de compression étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.97}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.144 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow = 0.922$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{7.97 \times 10^5}{0.910 \times 18 \times 348 \times 100} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales:

Selon l'article (*Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99*), le diamètre des armatures transversales est données par :

$$t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, l_1^{\max}\right)$$

Avec l_1^{\max} : diamètre max des armatures longitudinales.

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

On prend $t = 8 \text{ mm}$

3. Espacement des armatures :

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

$$S_t = \min(16.2, 40 \text{ [cm]}).$$

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

III.1.2.2.3 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2) :

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 2.36 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art 51.211 / BAEL 91 modifié 99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$V_u^{\max} = 14.15 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{14.15 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.65 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis selon l'article (art A.5.1.313) :

❖ Appuis de rives :

$$\frac{0.4f_{28}}{\gamma_b} \times 0.9db_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ [KN]}$$

On a $V_u^{max} = 14.15 \text{ [KN]} < 129.6 \text{ [KN]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Appuis intermédiaires :

$$T_{max} = 14,15 + 13,64 = 27.79 \text{ [KN]} < 129.6 \text{ [KN]}$$

Condition vérifiée

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à $V_u + \frac{M_{max}}{0,9d}$

$$0,9dx V_u = 0.9 \times 0.18 \times 14.15 = 2.29 \text{ kn. m.}$$

$$M_u = 7.97 \text{ Kn.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Section minimale d'armatures inférieures sur appuis (art A5.1.313 de BAEL99) :

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

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

$$\frac{\gamma}{f_e} \left(V_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9 d} \right| \right) = \frac{1.15}{400} \left(14.15 \times 10^3 - \frac{5.79 \times 10^3}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.62 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]} > -0.62 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (art A.6.1, 1 de BAEL99)

Il faut vérifier que

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d} = \frac{14.15 \times 10^3}{0.9 \times 0.18 \times 2 \times 3.14 \times 0.1} = 10.13 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 10.13 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ condition vérifiée.

e) Ancrage des barres aux appuis (A6.1.21 BAEL91 modifié 99):

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

= 1.5 pour le HA.

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

On prend $L_s = 43 \text{ [cm]}$

Remarque :

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

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

Soit $l_a = 17 \text{ [cm]}$.

Calcul à l'ELS :

$$Q_s = G + Q = 3.568 + 0.975 = 4.54 \text{ KN/ml.}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 14.4 & 4.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4.1 & 16.4 & 4.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.1 & 14.4 & 3.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.3 & 14.4 & 4.1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.1 & 16.4 & 4.1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.1 & 14.4 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = -q_s \begin{Bmatrix} 24.67 \\ 34.64 \\ 26.21 \\ 26.21 \\ 34.64 \\ 24.67 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura

$$M_0 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -1.63 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -6.26 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -8.62 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -4.76 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -4.76 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -8.62 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -6.26 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = -1.63 \text{ [KN.m]}$$

Tableau représentatif des moments et des efforts tranchants :

Travée	travée	X[m]	M_{\max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0-1	3.1	1.22	1.74	5.53	-8.53
1-2	4.1	1.92	2.13	8.72	-9.88
2-3	4.1	2.25	2.94	10.24	-8.36
3-4	3.3	1.65	1.42	7.49	-7.49
4-5	4.1	1.84	2.94	8.36	-10.24
5-6	4.1	2.17	2.13	9.88	8.72
6-7	3.1	1.87	1.75	8.53	-5.53

Moments en travées :

$$M_{(0-1)} = 1.74 + 0.33 (1.74) = 2.32 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(1-2)} = 2.13 + 0.33 (2.13) = 2.84 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(2-3)} = 2.94 + 0.33 (2.94) = 3.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(3-4)} = 1.42 + 0.33 (1.42) = 1.88 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(4-5)} = 2.94 + 0.33 (2.94) = 3.91 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(5-6)} = 2.13 + 0.33 (2.13) = 2.83 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{(6-7)} = 1.75 + 0.33 (1.75) = 2.32 \text{ [KN.m]}$$

Moments aux appuis :

$$M_0 = -1.63 + 0.33 (1.63) = -1.09 \text{ [KN.m]}$$

$$M_1 = -6.26 + 0.33 (6.26) = -4.19 \text{ [KN.m]}$$

$$M_2 = -8.62 + 0.33 (8.62) = -5.78 \text{ [KN.m]}$$

$$M_3 = -4.76 + 0.33 (4.76) = -3.18 \text{ [KN.m]}$$

$$M_4 = -4.76 + 0.33 (4.76) = -3.18 \text{ [KN.m]}$$

$$M_5 = -8.62 + 0.33 (8.62) = -5.78 \text{ [KN.m]}$$

$$M_6 = -6.26 + 0.33 (6.26) = -4.19 \text{ [KN.m]}$$

$$M_7 = -1.63 + 0.33 (1.63) = -1.09 \text{ [KN.m]}$$

Diagrammes des efforts internes :➤ **Diagramme de moment fléchissant :**

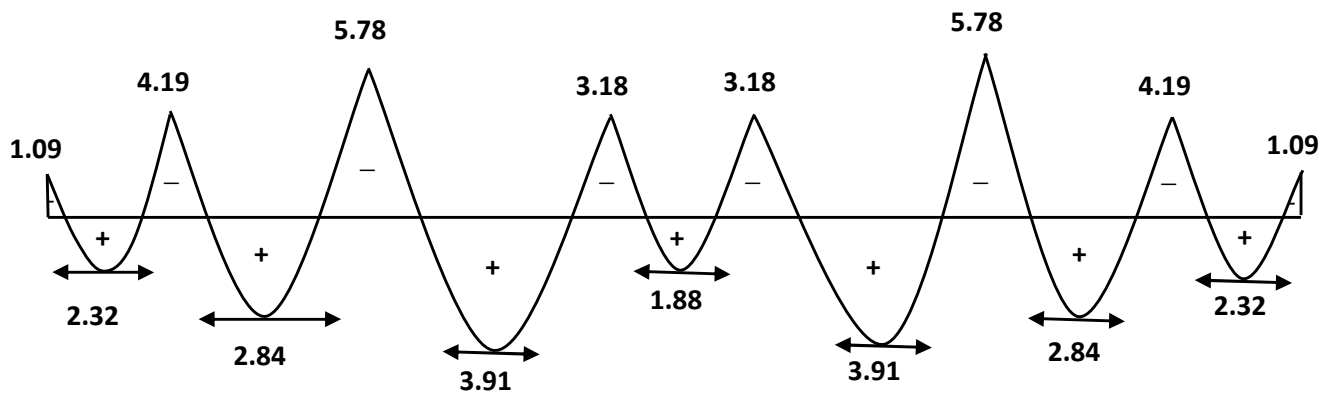
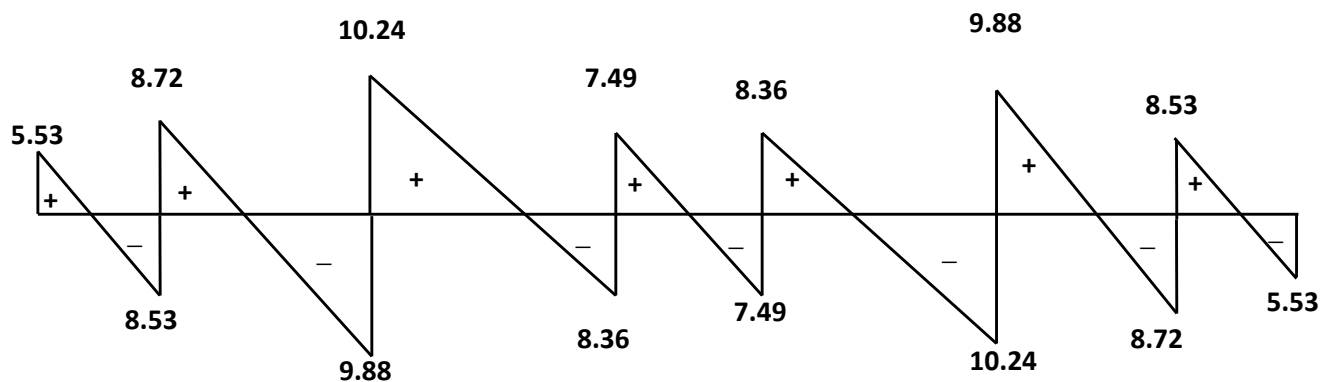


Diagramme de l'effort tranchant :



1. Vérification à l'ELS :

Les états limite de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

Etat limite de résistance de béton en compression

Etat limite de déformation

Etat limite d'ouverture des fissures

a) Etat limite de résistance de béton à la compression (art A.4.5, 2)

La contrainte de compression est limitée à :

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

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{d b_o} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \Rightarrow K_1 = 19.72, B_1 = 0.856$$

D'où la contrainte dans les aciers ($M_t^{max} = 3.91 \text{ KN.m}$) est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d B_1 A_s} = \frac{3.91 \times 10^3}{0.877 \times 0.18 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 107.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_b = \sigma_s / K_1 = 107.52 / 19.72 = 5.45 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_a^{max} = 5.78 \text{ KN.m, et } A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \quad K_1 = 25.65, B_1 = 0.877$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{dB_2 A_s} = \frac{5.78 \times 10^3}{0.877 \times 0.18 \times 1.57 \times 10^{-4}} = 233.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites.

b) Etat limite d'ouverture des fissures (art A.4.5,3) :

La fissure est peu nuisible ; donc la vérification ne réclame pas

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Les règles (Art.B.6.5.1/ BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} < 1/16 \\ \frac{A}{db_0} < 4.2/f_e \end{array} \right.$$

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

l : portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max en travée

b_0 : largeur de la nervure.

A : section d'armature.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = 0.20 / 4.1 = 0.048 < 1/16 = 0.0625$$

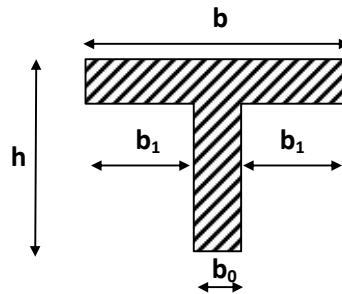
La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche.

2. Calcul de la flèche :

$$f \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f_v = \frac{M_t^3 \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}}$$

f : La flèche admissible



E_{bi} : module de déformation longitudinale instantanée.

E_V : Module de déformation différée

$$E_V = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : moment d'inertie total de la section homogénéisé par rapport au CDG de section

y_i : position de l'axe neutre, avec : $y_i = \frac{S_{xx}}{B_0}$

$$B_0 = (h - h_0) \times b_0 + h_0 \times b + n A_t = 487.4 \text{ cm}^2, \text{ avec } A_t : \text{ la section d'acier en travée, } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 \times h \times h/2 + (b - b_0) \times h_0 \times h_0/2 + n A_t \times d = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) h_0 (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) 4 \times (7.10 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2 = 19738.39 \text{ m}^4$$

Avec :

A_s : section d'armatures

B_0 : Section du béton

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par CDG de la section

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentages d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée part :

$$\sigma_s = 107.52 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{[2 + 3 \times 12/65] \times 0.0109} = 3.77$$

$$\mu = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right) = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 107.52 + 2.1} = 0.54$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 19738.39}{1 + 3.77 \times 0.54} = 7152.06 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot i = \frac{2}{5} \times 3.77 = 1.508$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19738.39}{1 + 1.508 \times 0.54} = 11967.14 \text{ cm}^4$$

❖ La charge est de courte durée

$$f_i = \frac{M_t x L^2}{10 x E_{bi} x I_{fi}} = \frac{3.91 \times 10^6 \times 4100^2}{10 \times 32456.59 \times 7152.06 \times 10^4} = 2.36 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3850}{500} = 7,7 \text{ mm}$$

❖ La charge est de longue durée

$$f_{iv} = \frac{M_t x L^2}{10 x E_{vi} x I_{fv}} = \frac{3.91 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10818.86 \times 11967.14 \times 10^4} = 4.47 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3850}{500} = 7,7 \text{ mm}$$

On conclut que la flèche est bien vérifiée.

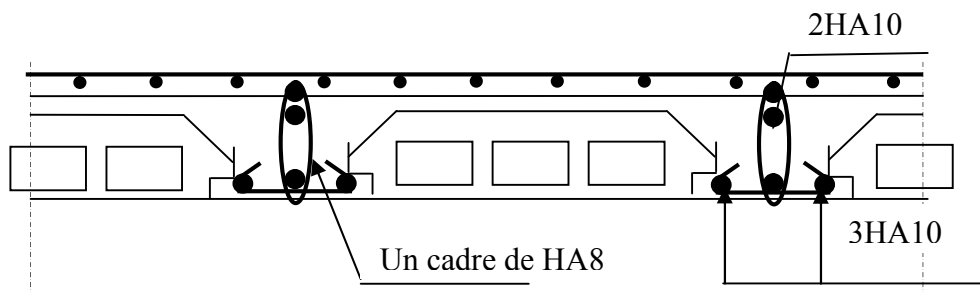
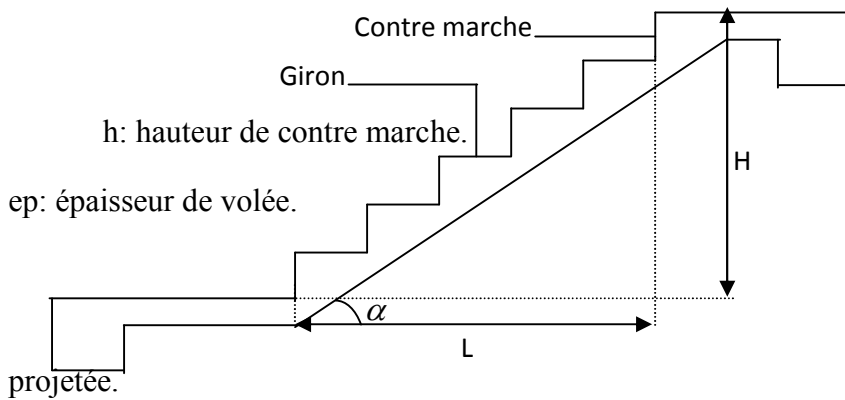


Schéma de ferrailage des planchers étages courants et RDC

III-2 Escalier:

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués de paliers et de paillasse. Dans le calcul, ils sont assimilés à des poutres isostatiques.



H: hauteur de volée.

L: longueur de la volée

G : giron.

III-2-1. Pré-dimensionnement des marches:

Notre structure comprend un escalier à deux paillasse adjacentes avec un palier intermédiaire.

A. Calcul du nombre de contremarches (n) et du nombre de marches (n-1):

$$n \cdot h = H$$

$$(n-1)G = L \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \quad \text{avec : } L=240\text{cm}, H=153\text{cm}.$$

$$2h + G = 64\text{cm}.$$

Après résolution de l'équation du deuxième degré, nous trouverons: $n = 9 \Rightarrow (n-1)=8$.

B. Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron:

$$h = H / n = 153/9 = 17 \text{ cm}.$$

$$G = L / (n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}.$$

C. Vérification de la relation de BLONDEL:

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-2-2. Pré-dimensionnement de la paillasse :

La formule de l'épaisseur de la paillasse est donnée par : $L_0/30 \leq ep \leq L_0/20$.

$$\text{Tg} \alpha = (H-h) / L = (153-17)/240 = 0.56 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L_0 = (L+G) / \cos \alpha = (240+30) / 0.87 = 310.33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 10,34 \text{ cm} \leq ep \leq 15.51 \text{ cm}.$$

Nous allons choisir $ep = 15\text{cm}$.

III-2-3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

➤ **La paillasse :**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4,33$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$20 \times 0,02 = 0,40$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
	$G_2 = 8,02$
	$Q_2 = 2,5$

➤ **Le palier :**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	$G_1 = 5,32$
	$Q_1 = 2,5$

III-2-4. Combinaisons de charges :

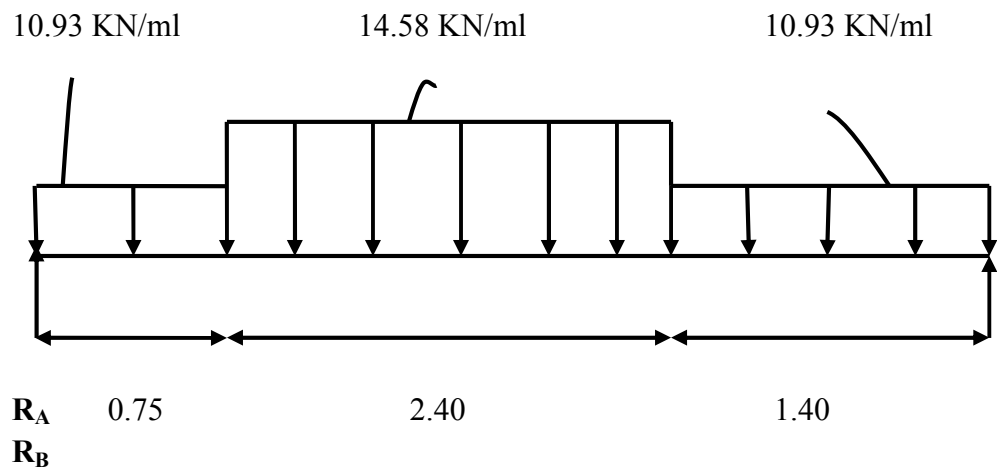
A. A L'ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q$

➤ **Paillasse :** $q_u^2 = (1,35 \times G_2 + 1,5 \times Q_2) \times 1\text{m}$

$$q_u^2 = (1,35 \times 8,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,58 \text{ KN / mL}$$

➤ **Palier :** $q_u^1 = (1,35 \times G_1 + 1,5 \times Q_1) \times 1\text{m}$

$$q_u^1 = (1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,93 \text{ KN / mL}$$



B. A L'ELS : $q_s = G + Q$

➤ **Paillasse :** $q_s^2 = (G_2 + Q_2) \times 1m$

$$q_s^2 = (8,02 + 2,5) \times 1 = 10,52 \text{ KN / mL}$$

➤ **Palier :** $q_s^1 = (G_1 + Q_1) \times 1m$

$$q_s^1 = (5,32 + 2,5) \times 1 = 7,82 \text{ KN / mL}$$

III-2-5. Calcul des réactions d'appuis:

$$R_A = 29.87 \text{ KN.}$$

$$R_B = 28.62 \text{ KN.}$$

Vérification:

$$\sum F/y = R_A + R_B = 0.75 \cdot q_{u1} + 2.40 \cdot q_{u2} + 1.40 \cdot q_{u3}$$

$$R_A + R_B = 0.75 \cdot 10.93 + 2.40 \cdot 14.58 + 10.93 \cdot 1.40$$

$$R_A + R_B = 58.50 \rightarrow 29.87 + 28.62 = 58.50 \text{ OK} \quad \longrightarrow$$

III-2-6. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

A- Efforts tranchants :

➤ **1^{ier} tronçon : $0 \leq X \leq 0,75m$**

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = 29,87 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 0,75 \quad T(0,75) = 21,67 \text{ KN}$$

➤ **2^{ier} tronçon : $0,75m \leq X \leq 3,15m$**

$$\text{Pour } x = 0,75m \quad T(0,75) = 21,67 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3,15m \quad T(3,15) = -13,32 \text{ KN}$$

➤ **3^{ier} tronçon : $3,15m \leq X \leq 4,55m$**

$$\text{Pour } x = 3,15 \quad T(3,15) = -13,32 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,55 \quad T(4,55) = -28,62 \text{ KN}$$

III-2-7. Calcul de moment fléchissant :

1^{ieme} tronçon : $0 \leq x \leq 0,75m$.

$x = 0 \quad M(x=0) = 0 \text{ KN m}$

$x = 0,75 \quad M(x=0,75) = 19,33 \text{ KN m}$

2^{ieme} tronçon : $0,75 \leq x \leq 3,15m$.

$x = 0,75 \quad , \quad M(x=0,75) = 19,33 \text{ KN m}$

$x = 3,15 \quad M(x=3,15) = 29,36 \text{ KN m}$

3^{ieme} tronçon : $3,15 \leq x \leq 4,55m$.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3,15 \quad , \quad M(x=3,15) = 29,36 \text{ KN m} \\ x = 4,55 \quad M(x=4,55) = 0 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

III-2-8. La valeur du moment maximum est à :

➤ Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

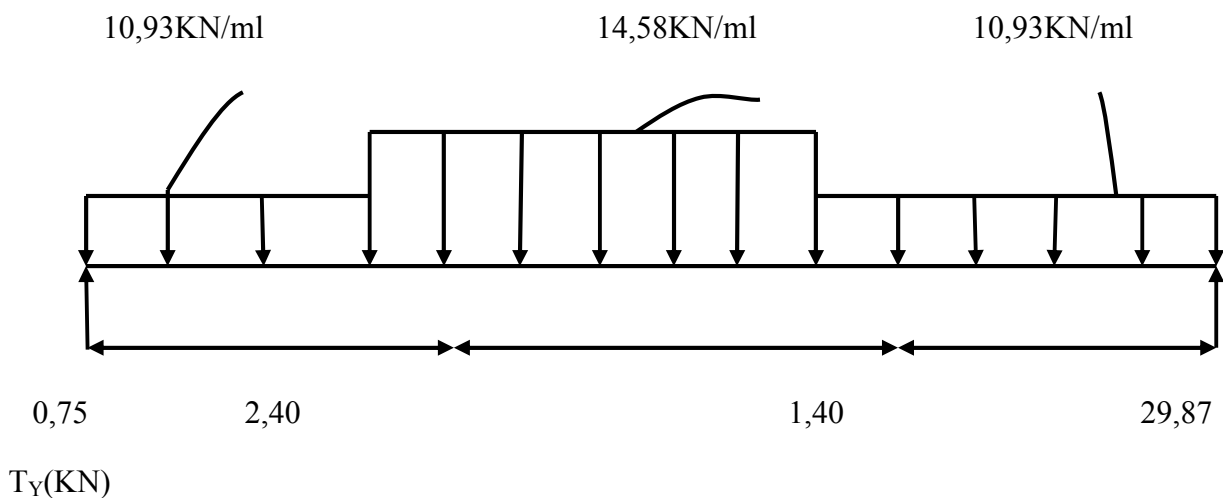
$T_y = 0 \Rightarrow 29,87 - 10,93x = 0 \Rightarrow x = 2,73 \text{ m}$

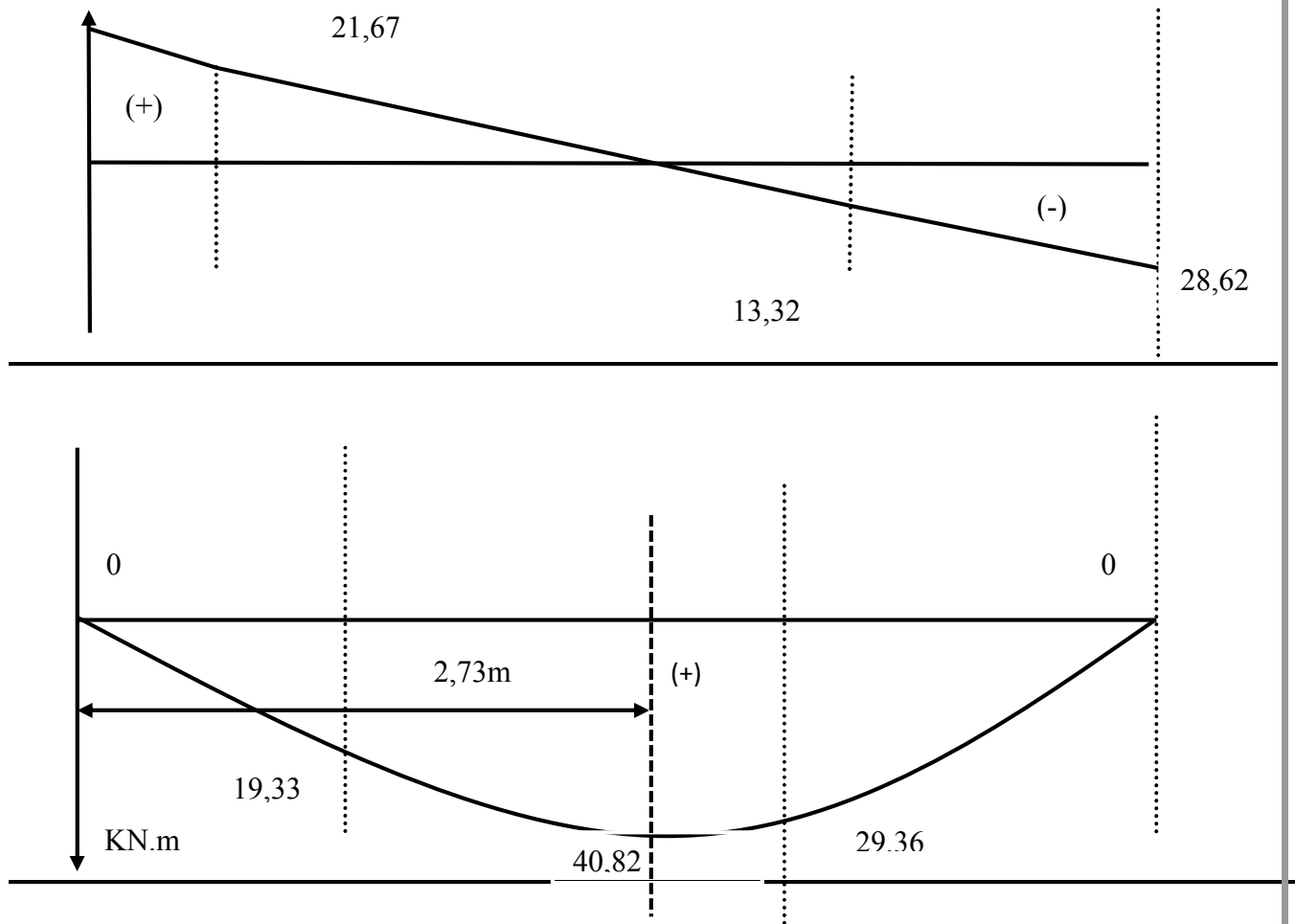
Donc :

$M_z^{\max} = 40,82 \text{ KN.m}$

❖ diagramme des sollicitations :

A l'ELU :





FigIII.15. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

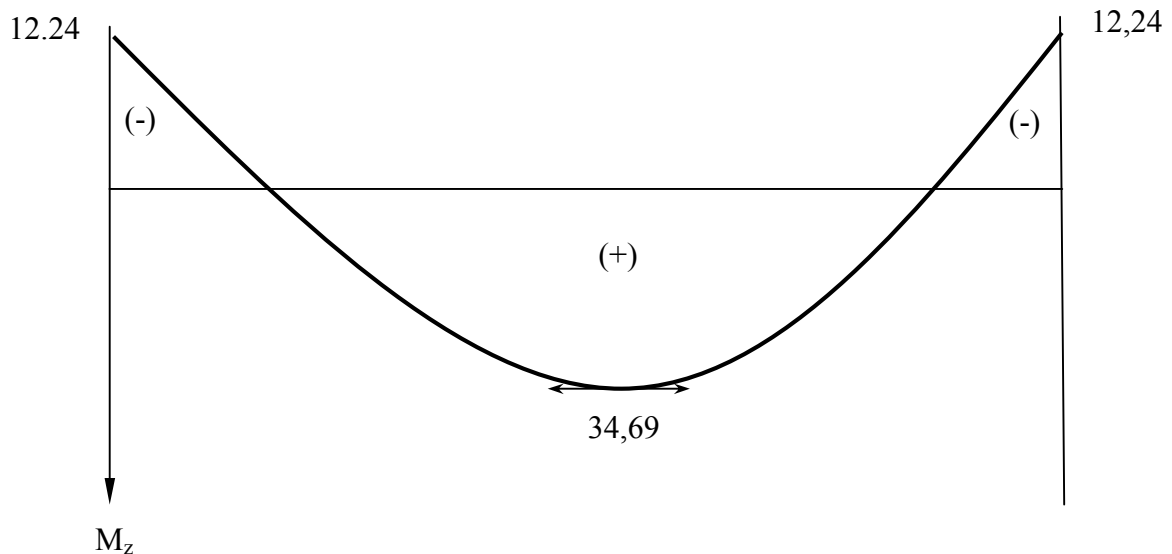
Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travée et aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} :

Soit : $M_t = 0,85 M_{\max}$

$M_a = -0,3 M_{\max}$

Donc : $M_t = 34,69 \text{ KN.m}$

$M_a = -12,24 \text{ KN.m}$



Diagrammes des moments fléchissant.

III-2-9. Calcul des armatures :

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 15 \text{ cm}$.

❖ Aux appuis :

$$M_a = 12,24 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{12,24 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,051 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

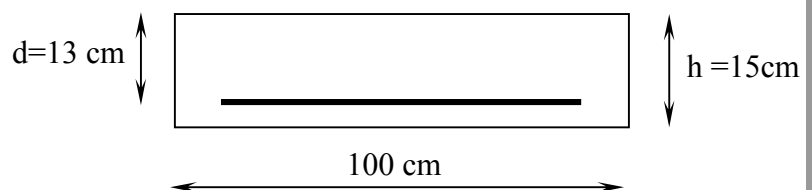
$$\mu_b = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,24 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 5HA12 avec : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

➤ Armatures de répartitions :

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



Soit : 3HA8 avec $A_r = 1,51 \text{ cm}^2$ ($St = 30 \text{ cm}$)

❖ **En travée :**

➤ **Armatures principales :**

$$M_t = 34,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,69 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,14$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,144 \Rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{34,69 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 348} = 8,32 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 5HA12 + 5HA10 (Comme chapeau), avec : $A_t = 9,58 \text{ cm}^2$ ($St = 20 \text{ cm}$)

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,58}{4} = 2,39 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 $\Rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2$ avec ($St = 20 \text{ cm}$)

❖ **Vérification à L'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 9,58 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b) **Répartition des barres :**

➤ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \{20, 20\} [cm] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(45 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \{20, 20\} [cm] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 29,87 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,87}{0,9 \times 13 \times 15,7} = 0,162 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{29,87 \times 10}{100 \times 13} = 0,23 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ Avec : } a = 0,9d$$

$$T_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 13 \times 10^{-1}}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 29,87 < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(29,87 + \frac{(-12,24) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -0,21$$

$$A_a = 5,65 > -0,21 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 [\text{MPa}]$$

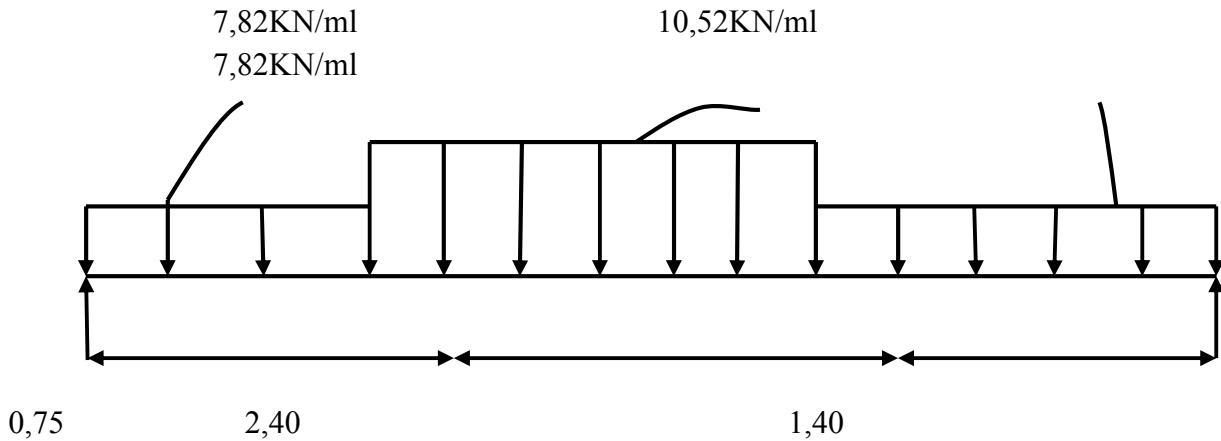
$$\Psi_s = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 [\text{MPa}].$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} . \text{ On prend } l_s = 50 [\text{cm}]$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 50 = 20 [\text{cm}]$.

Pour HA FeE400

III-2-10. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

**I. Calcul des réactions d'appuis:**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 21,49 \text{ KN}$$

$$R_B = 20,56 \text{ KN}$$

II. Calcul des efforts internes :**➤ Efforts tranchants :**

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 0,75\text{m}$

Pour $x=0$ $T(0) = 21,49 \text{ KN}$

Pour $x = 0,75\text{m}$ $T(x) = 15,62 \text{ KN}$

2^{eme} tronçon : $0,75\text{m} \leq X \leq 3,15\text{m}$

Pour $x= 0,75\text{m}$ $T(0,75) = 15,62 \text{ KN}$

Pour $x = 3,15\text{m}$ $T(3,15) = - 9,62 \text{ KN}$

3^{eme} tronçon : $3,15\text{m} \leq X \leq 4,55\text{m}$

Pour $x = 3,15 \text{ m}$ $T(3,15) = - 9,62 \text{ KN}$

Pour $x = 4,55 \text{ m}$ $T(4,55) = - 20,57 \text{ KN}$

➤ moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,75\text{m}$.

$x = 0$, $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 0,75$ $M(x=0,75) = 13,92 \text{ KN.m}$

2^{eme} tronçon : $0,75 \leq x \leq 3,15\text{m}$.

$x = 0,75$ $M(x=0,75) = 13,82 \text{ KN.m}$.

$x = 3,15$ $M(x=3,15) = 21,12 \text{ KN.m}$.

3^{ème} tronçon : $3,15 \leq x \leq 4,55m$.

$$x = 3,15 \quad M(x=3,15) = 21,12 \text{ KN.m.}$$

$$x = 4,55 \quad M(x=4,55) = 0 \text{ KN.m.}$$

Calcul de moment MAX :

➤ Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 21,49 - 7,82x = 0 \Rightarrow x = 2,75 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 21,49(2,75) - 3,91(2,75)^2$$

$$M_z^{\max} = 29,52 \text{ KN.m}$$

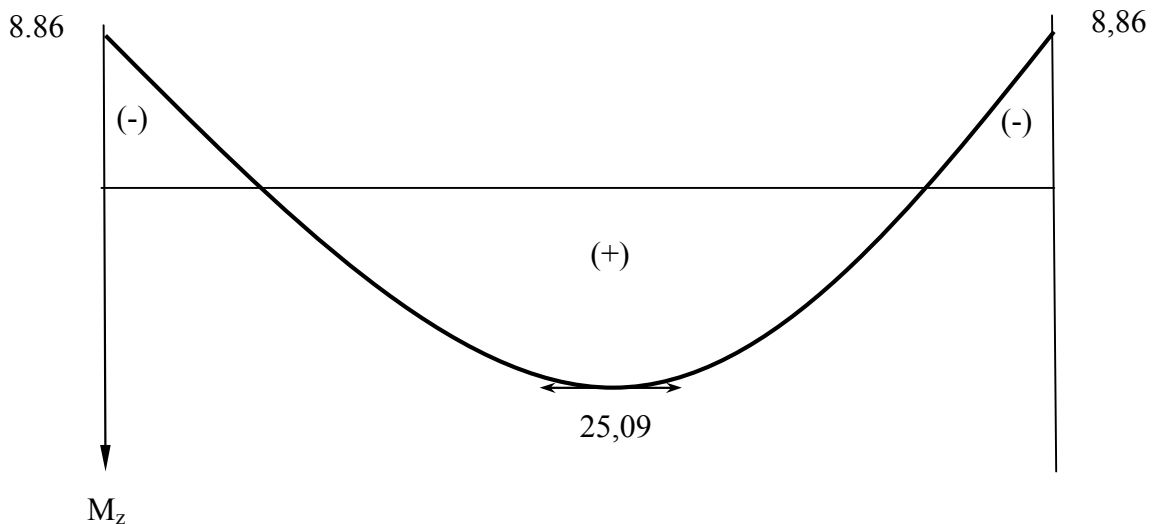
III. Diagramme des sollicitations :

Afin de tenir compte des semi-encastres :

$$M_{S \text{ app B}} = (-0,3) \cdot 29,52 = -8,86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{S \text{ app A}} = M_{S \text{ app B}} = -8,86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{St} = (0,85) \cdot 29,52 = 25,09 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des moments fléchissant.

IV. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho = 0,435 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 34,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 134,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 3,89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,58}{100 \times 13} = 0,736$$

$$\rho = 0,736 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 25,32 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,09 \times 10^3}{0,876 \times 13 \times 9,58} = 229,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 9,08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow h/l = 0,029 < 1/16 = 0,625 \text{ Condition non vérifier.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_o} \rightarrow 0,625 < 0,389 \text{ Condition vérifier.} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{fe} \rightarrow 0,004 < 0,01 \text{ Condition vérifier.} \end{array} \right.$$

La condition si dessus n'étant pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = 0,05 + \frac{L}{1000} \text{ Car la longueur libre de l'escalier dépasse}$$

5m

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(7,82 ; 10,52) = 10,52 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 9,58 \times 13) = 13118,1 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 9,58) = 1643,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{13118,1}{1643,7} = 7,98 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7,98 = 7,02 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

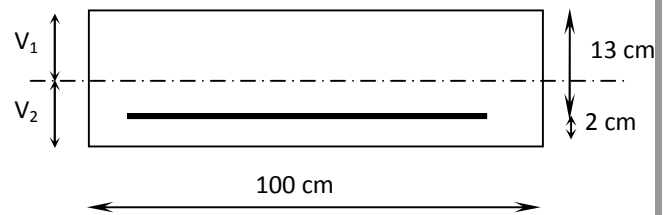
$$I = \frac{100}{3} \times (7,98^3 + 7,02^3) + 15 \times 9,58 \times (7,02 - 2)^2$$

$$I = 32091,89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,52 \times 10^3 \times (5,16)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 32091,89 \times 10^{-8}} = 0,027 \text{ cm}$$

vérifiée

$$\bar{f} = 0,05 + \frac{L}{1000} = 0,05 + \frac{516}{1000} = 0,52 \text{ cm}$$

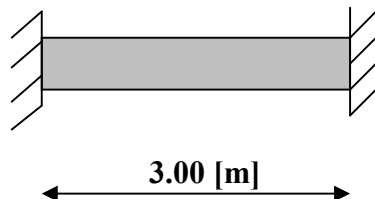


} $f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition

III-3. La poutre palière :

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

Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.



III.3.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec : l : portée libre de la poutre palière.

$$\frac{3.00}{15} \leq h_t \leq \frac{3.00}{10} \Rightarrow 0.2 \text{ [m]} \leq h_t \leq 0.3 \text{ [m]}$$

a) RPA99, modifié 2003 (Art 7.5.1) :

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

$$\text{Soit } h_t = 30 \text{ [cm]}$$

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

$$\text{AN: } (0.4 \times 30) \leq b \leq (0.7 \times 30)$$

$$12 \text{ [cm]} \leq b \leq 21 \text{ [cm]}$$

b) RPA99, modifié 2003 (Art 7.5.1) :

Compte tenu des exigences de RPA on prend $b = 25 \text{ cm}$.

$$h/b = 1.2 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée. Donc la poutre est de } (25 \times 30) \text{ [cm}^2\text{]}.$$

III.3.2. Charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{ [KN/ml]}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 28.62 \text{ [KN/ml]}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_B = 20.56 \text{ [KN/ml]}$.

} $G = 1.87 \text{ KN/ml}$

III.3.2. Combinaison de charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + R_B = (1.35 \times 1.87) + 28.62 = 31.14 \text{ [KN/ml]}$$

ELS:

$$q_s = G + R_B = 1,87 + 20,56 = 22,43 \text{ [KN/ml]}$$

III.3.3. Calcul à l'ELU :

A. Moment isostatique :

$$M_0 = : \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31,14 \times 3,00^2}{8} = 35,03 \text{ [KN.m]}$$

B. Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{31,14 \times 3,00}{2} = 46,71 \text{ [KN]}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0,3M_0 = -10,51 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 29,77 \text{ [KN.m]}$$

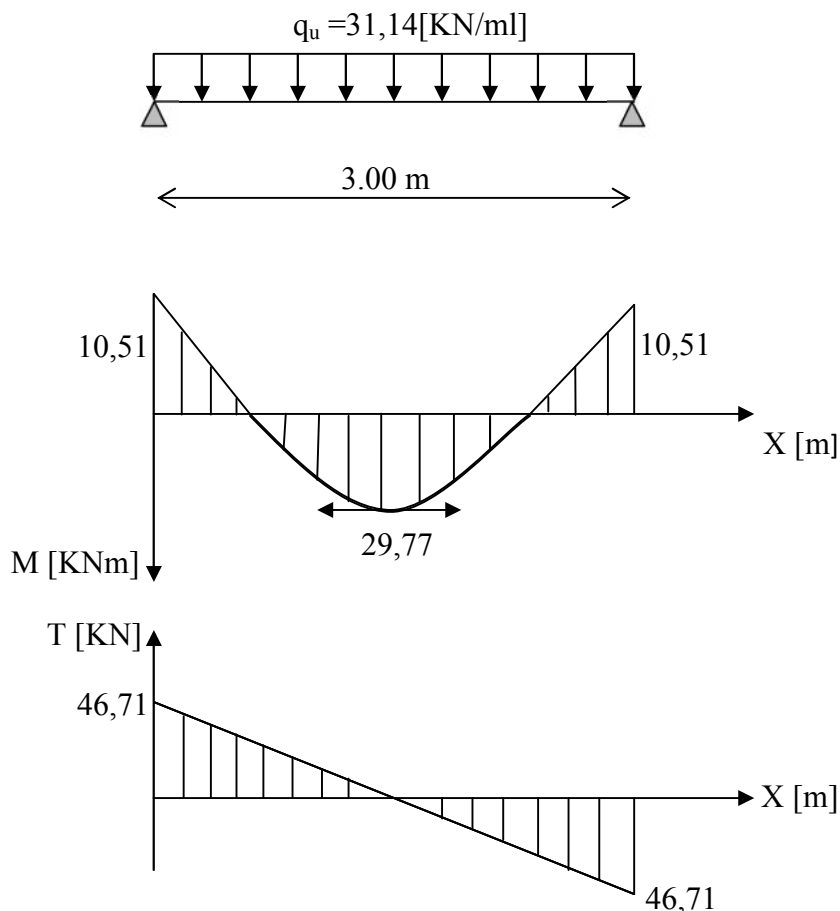


Diagramme de M et T à l'ELU

C. Le ferrailage :

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{29,77 \times 10^5}{25 \times 27^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,115 < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,77 \times 10^5}{0,938 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 3,38 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_{adt}^t = 3\text{HA}14 = 4,62 [\text{cm}^2]$$

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10,51 \times 10^5}{25 \times 27^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,040 < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,51 \times 10^5}{0,980 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1,141 [\text{cm}^2]$$

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

D. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 [\text{cm}^2]$$

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

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

$$\tau_u \quad (\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} = 3,25 [\text{Mpa}])$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46,71 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,692 [\text{Mpa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ **Influence sur le béton :**

$$(V_u = 46,71 [\text{KN}]) \quad (0,4b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 405 [\text{KN}])$$

Condition vérifiée.

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_{adt}^a = 3,39 [\text{cm}^2] \quad \left. \frac{1}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} (46,71 \times 10^3 + \frac{-10,51 \times 10^5}{0,9 \times 27}) = 0,1 [\text{cm}^2] \right\}$$

→ Condition vérifiée.

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

$$\tau_{se} \quad (\overline{\tau}_{se} = \alpha_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 [\text{MPa}])$$

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

$$V_{\max} = 46,71 [\text{KN}]$$

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

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{46,71 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113} = 1,70 [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 1,70 [\text{Mpa}] < \overline{\tau}_{se} = 3.15 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

La longueur de scellement droit doit être :

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

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

$$\Rightarrow L_s = 35.33\phi = 35.33 \times 1 = 35.33 [\text{cm}]$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de :

$$l_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13 [\text{cm}]$$

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

$$\phi_t \quad [\min \{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \} = \min \{ 1, \frac{30}{35}, \frac{25}{10} \} = 1,00 [\text{cm}]]$$

$$\text{Soit : } \phi_1^{\text{adpt}} = 8 [\text{mm}]$$

$$A_t = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0,5 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit: } A_t^{\text{adpt}} = 4HA8 = 2,01 [\text{cm}^2].$$

❖ Calcul des espacements des armatures :

• Selon le BAEL :

$$\triangleright S_{t1} \quad \min (0,9d; 40[\text{cm}]) \Rightarrow S_{t1} \quad \min (0, 9 \times 27; 40[\text{cm}])$$

$$\text{Soit : } S_{t1} = 20 [\text{cm}]$$

$$\triangleright S_{t2} \quad \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4 [\text{cm}]$$

$$\text{D'ou: } S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 20 [\text{cm}]$$

- Selon le RPA :

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

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

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing; 30[\text{cm}] \right) = \min (7,5; 9,6; 30) \quad \Longrightarrow \quad S_t = 7 [\text{cm}]$$

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 [\text{cm}] \quad S_t = 15 [\text{cm}] \quad \Longrightarrow$$

- ❖ Vérification des armatures transversales :

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

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

III.3.4. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 22,43 [\text{KN/ml}]$$

A. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,43 \times 3,00^2}{8} = 25,23 [\text{KN.m}]$$

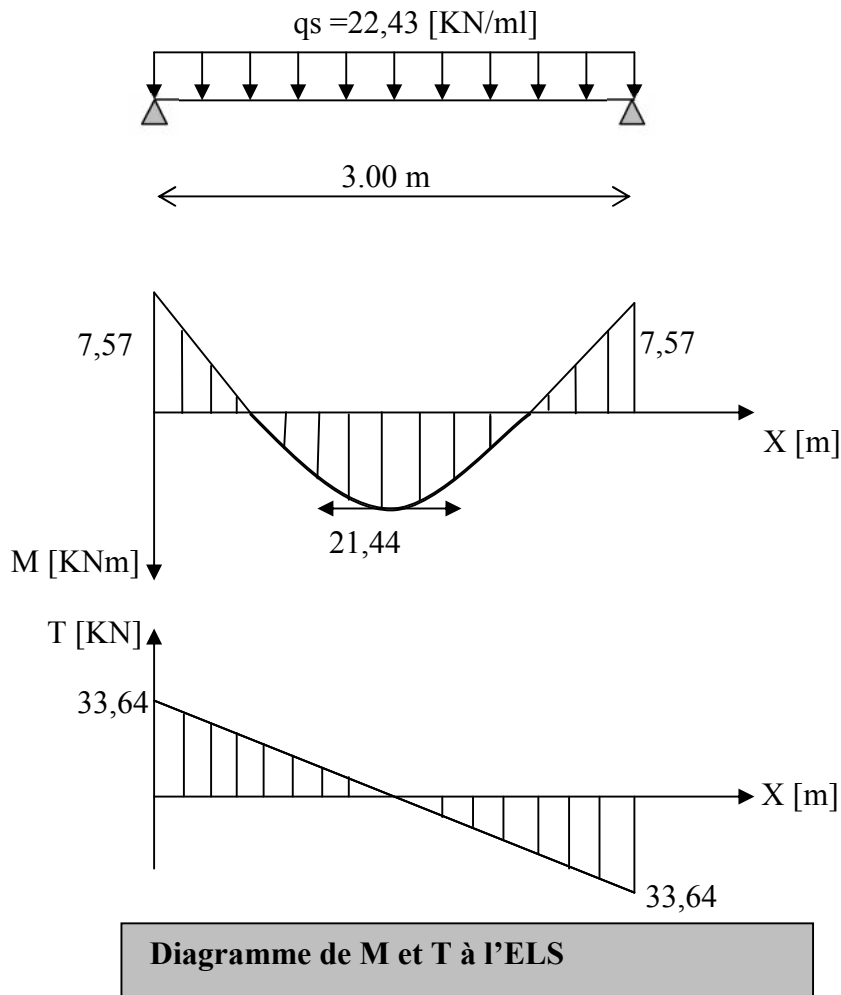
B. Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,43 \times 3,00}{2} = 33,64 [\text{KN}]$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0,3M_0 = -7,57 [\text{KN.m}]$$

$$M_t = 0,85M_0 = 21,44 [\text{KN.m}]$$



C. Vérification des contraintes :

❖ Etat limite de résistance du béton à la compression :

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

➤ **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.684 \Rightarrow \eta_1 = 0.879 ; K_1 = 26.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{21.44 \times 10^3}{0.884 \times 27 \times 4.62} = 194.43 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{194.43}{26.32} = 7.38 \text{ [MPa]} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \nu_1 = 0,893 \quad ; \quad K_1 = 31,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{7,57 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 92,61 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{92,61}{31,73} = 2,92 \text{ [MPa]}$$

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

D. Etat limite de déformation :

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,1 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{21,44}{25,23} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,00684 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

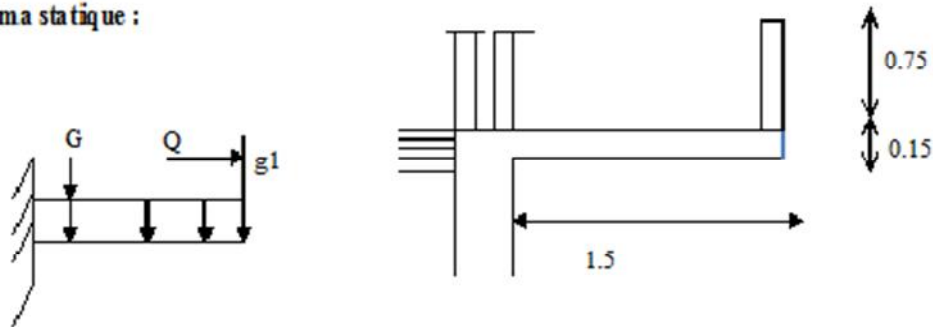
III.4 Etude du balcon

III.4.1 Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastré au niveau de la poutre du plancher libre à l'autre extrémité, il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en briques creuses de hauteur 75cm et garde-corps en acier.

Le pré-dimensionnement est déjà calculé : $e = 15 \text{ cm}$

III-6-2) Schéma statique :



III.4.2 Charges et surcharges :

Charge permanente :

$G = 5.49 \text{ kN/m}^2$

Poids du garde-corps

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique [Kn/m ²]	Charges [KN / m ²]
1	Mortier de ciment	1.5	0.18	0.27
2	Briques creuses	10	/	0.9
4	Garde-corps en acier	/	/	0.2
5	Mortier de ciment	1.5	0.18	0,27
Charge permanente totale				1.64

Surcharge d'exploitation :

Surcharge revenant au balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

Les combinaisons de charge :

Combinaisons à l'ELU :

$$\text{Dalle : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.5 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5 = 12.66 \times 1 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } g_u = 1.35G = 1.35 \times 1.64 = 2.21 \times 1 = 2.21 \text{ KN/ml.}$$

Combinaisons à l'ELS :

$$\text{Dalle: } q_s = G + Q = 5.49 + 3.5 = 8.99 \times 1 = 8.99 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Garde-corps : } g_s = 1.64 \times 1 = 1.64 \text{ KN/ml.}$$

Ferraillage :

III.4.3 Calcul à l'ELU :

III.4.3.1 Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une console encadrée de section rectangulaire 100x15 cm² à la flexion simple.

a) Moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_u x L^2}{2} + g_u = \frac{12.66 \times 1.5^2}{2} + 2.21 \times 1.5 = 17.56 \text{ KN.m}$$

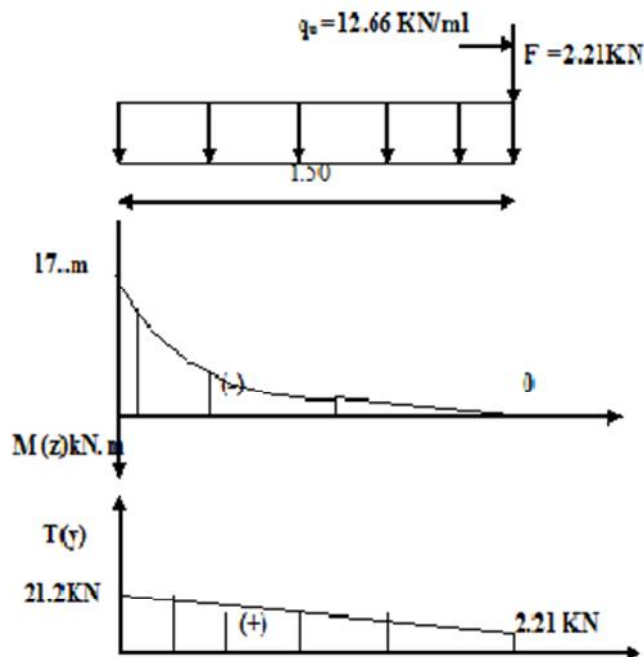
b) Effort tranchant :

$$V_U = q_u x l + g_u = 12.66 \times 1.5 + 2.21 = 21.2 \text{ KN.}$$

$$x = 0 \longrightarrow T(y) = 2.21 \text{ Kn}$$

$$x = 1.50 \longrightarrow T(y) = 21.2 \text{ Kn}$$

c) Diagramme des efforts internes :



III.4.3.2 Calcul d'armatures

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} b d^2} = \frac{17,56}{1 \times 0,13^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,074 < 0,392, \text{ donc est une S.S.A}$$

$$\mu_{\bar{u}} = 0,07, \quad \eta = 0,962$$

$$A = \frac{M_u}{B d \sigma_{st}} = \frac{17,56}{0,962 \times 0,13 \times 348 \times 10^3} = 4,03 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armature de répartition:

$$A_t = \frac{A}{4} = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ Soit } A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.4.3.3 Vérifications

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 de BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2, 2 de BAEL) :

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

$$\tau_u = \frac{21.2 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.163 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier/ béton :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 13 = 204.1 \text{ [mm]}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{21.2 \times 10^3}{0.9 \times 0.13 \times 0.2041} = 0.887 \text{ MPa}$$

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

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

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{12.400}{4 \times 2.835} = 420 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 42 \text{ cm}$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 17 \text{ cm}$
(Art A.6.1, 253 BAEL 91) Soit $L_a = 17 \text{ cm}$.

e) Ecartement des barres :

Armatures principales:

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = (45, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ [cm]} \text{ condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ [cm]} \text{ condition vérifiée.}$$

III.4.4 Calcul à l'ELS :**III.4.4.1 Calcul des efforts internes :****Moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s x L^2}{2} + g_s = \frac{8.99 x 1.5^2}{2} + 1.64 x 1.5 = 12.58 \text{ KN.m}$$

III.4.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b, \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_u}{b x d} = \frac{100 x 5.65}{100 x 13} = 0.435$$

$$\rho_1 = 0.435 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{B_1 x d x A_u} = \frac{12.58 x 10^3}{0.899 x 13 x 5.65} = 190.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190.52}{34.50} = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.4.3 Calcul de la flèche :

D'après le BAEL, on doit vérifier les conditions suivantes ;

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > 0.0625 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_s}{10 x M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 = \frac{12.58}{112.58 x 10} = 0.1 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{db} \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{100 x 13} = 0.0043 \quad \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ 1 condition vérifiée}$$

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

III-5) Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 20°.

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations.

III-5-1) Détermination des charges et surcharges :**1. Charges permanentes :**

- Poids propre des tuiles..... 0,45 KN/m²
- Poids propre des pannes..... 0,80 KN/m²
- Poids propre des chevrons..... 0,80 KN/m²

➤ Les efforts revenant aux pannes et aux cheverons :

$$\alpha = 20^\circ \cos 20 = 0.939$$

$$1/\cos 20 = 1.06 ; \quad \sin 20^\circ = 0.342$$

Donc les charges permanentes deviennent :

- Poids des tuiles.....G= 0.45 x 1.06=0.477 KN/m²
- Poids des pannes et cheverons.....G=0.1 x 1.06=0.106KN/m²

$$G_{\text{tot}} = 0.58 \text{KN/m}^2$$

2. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 1.06 = 1.06 \text{ KN/m}^2$$

3. Combinaison de charges:**• ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 2,37 \text{KN/m}^2$$

• ELS :

$$q_s = G + Q = 1,64 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2) Calcul des pannes:

L'espace des pannes est égale à :

$$1,2 \quad e_p \quad 1,8 \quad \text{On prend : } e_p = 1 \text{ m}$$

La portée des pannes est : $L_p = 3,80 \text{ m}$

$$q_p = 2,37 \times 1 = 2,37 \text{ KN/ml}$$

La section : $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 2,37 \times \cos 20 = 2,23 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_p \times \sin 20$$

$$q_x = 2,37 \times \sin 20 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

❖ **Le dimensionnement des pannes:**

Pour choisir les pannes à utiliser la section des pannes doit vérifier la formule suivante : $\frac{h}{b} < 5$

Dans 1 m² on a 1 panne et 2 cheverons, leurs sections sont respectivement (10,5 × 22,5) cm² et (5,50 × 7,50) cm²

$$\text{Donc : } \frac{22,5}{10,5} = 2,14 < 5$$

❖ **Vérification des contraintes admissible de bois:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{Mf_x}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{Mf_y}{\frac{I_{yy}}{V}} \quad \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^3}{6} = 885,93 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{22,5 \times 10,5^3}{6} = 413,43 \text{ cm}^3$$

❖ **Moments de flexions :**

$$Mf_y = q_y \frac{l^2}{8} = 2,23 \times \frac{3,80^2}{8} = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$Mf_x = q_x \frac{l^2}{8} = 0,81 \times \frac{3,80^2}{8} = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{4,02 \times 10^4}{413,43} + \frac{1,46 \times 10^4}{885,93} = 113,71 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f \quad \bar{\sigma}_f \approx 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche : (Art 4.962/CB71)**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{Lp}{300} = \frac{380}{300} = 1,27 \text{ cm}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{f_x} = \frac{1,46 \times 10^4}{885,93} = 16,48 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{f_x} = \frac{4,02 \times 10^4}{885,93} = 97,23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2}$$

$$\sigma_f = \sqrt{(16,48)^2 + (97,23)^2} = 98,62 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \quad E_f: \text{Module de déformation instantanée du béton.}$$

$$f = \frac{5 \times 98,62 \times 380^2}{48 \times 131080 \times 22,5/2} = 1,00 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} = 1,27 \text{ cm}$ D'où la section adoptée est bonne.

III.5.3. Calcul des chevrons :

Le calcul des chevrons se fera en flexion simple q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur appuis, la section de chevron est de (5,5x7,5).

❖ Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \quad \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

➤ Calcul des efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0,2 \quad e_c \quad 0,6 \text{ m}$

On prend : $e_c = 0,50 \text{ m}$

Portée des chevrons : $l_c = 1 \text{ m}$.

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2,37 \times 0,50 = 1,18 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnée par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = \frac{4}{5} M_0$$

$$\text{En travée : } M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 \quad \text{Avec } M_0 = 1/8 q_c l_c^2 \text{ KNm}$$

$$\text{D'où : } M_0 = \frac{1}{8} \times 1,18 \times 1^2 = 0,148 \text{ KNm}$$

Ce qui donne :

$$M_{fa} = 0,118 \text{ KNm}$$

$$M_{ft} = 0,098 \text{ KNm}$$

➤ Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,563 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0,118 \times 10^4}{51,563} = 22,88 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

$$\text{En travée : } \sigma_{fa} = \frac{0,098 \times 10^4}{51,563} = 19,00 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

❖ Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux, ...) est :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200} \quad \text{Avec } l_c : \text{ la portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche réelle est : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 22,88 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 7,5/2} = 0,048 \text{ cm} < 0,75 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$f_a = \frac{5 \times 19,00 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 7,5/2} = 0,040 \text{ cm} < 0,75 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (55x75) mm².

III.5.4. Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

❖ Efforts revenant aux liteaux :

➤ Espacement des liteaux : $e_l = 0,32 \text{ m}$

➤ Portée des liteaux : $l_l = 0,50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2,37 \times 0,32 = 0,758 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0,758 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe (xx') : $q_x = q_l \times \sin \alpha = 0,758 \times \sin \alpha = 0,259 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (yy') : $q_y = q_l \times \cos\alpha = 0,758 \times \cos\alpha = 0,712 \text{ KN/ml}$

❖ **Vérification des contraintes :**

➤ Moment de flexion :

$$\text{Suivant } xx' : M_{fx} = 1/8 q_{lx} \times l_l^2 = 1/8 \times 0,259 \times 0,50^2 = 0,008 \text{ KNm}$$

$$\text{Suivant } yy' : M_{fy} = 1/8 q_{ly} \times l_l^2 = 1/8 \times 0,712 \times 0,50^2 = 0,022 \text{ KNm}$$

➤ Choix de la section des liteaux :

Soit une section de $(30 \times 40) \text{ mm}^2$.

➤ Module de résistance :

$$xx' : \frac{I_{xx'}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \longrightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$yy' : \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3 \longrightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

➤ Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fa} \times v}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy'}} = \frac{0,008 \times 10^4}{8} + \frac{0,022 \times 10^4}{6} = 46,67 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 46,67 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \text{ La section adoptée est admise.}$$

❖ **Vérification de la flèche des liteaux :**

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_l}{200} \longrightarrow \text{Avec } L_l : \text{ la portée de la pièce (liteaux).}$$

$$\text{D'où : } \bar{f} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2} = \frac{5 \times 46,67 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times 4/2} = 0,046 \text{ cm} \longrightarrow f = 0,046 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \longrightarrow \text{La section adoptée est bonne.}$$

III.5.5. Assemblage de la charpente :

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les

formules suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\alpha}{7}, & \text{Si le bois est sapin} \\ \frac{\alpha}{9}, & \text{Si le bois est moyen} \\ \frac{\alpha}{11}, & \text{Si le bois est dur chêne} \end{cases}$$

Avec :

D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mince.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est : $D = \alpha/7$

Remarque : il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières.

III.6. Calcul de la dalle pleine :**III.6.1 Méthode de calcul :**

Cette dalle repose sur 3 appuis, son calcul se fera par la méthode des lignes de rupture. Cette méthode est basée sur l'observation des schémas de rupture des dalles.

Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs parties qui d'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer planes après déformation.

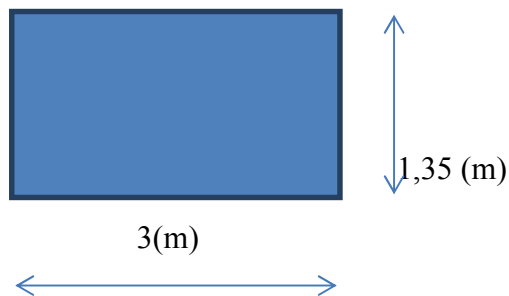
III.6.2 Calcul à l'ELU :**a) Combinaison des charges :**

$$G = 5.49 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 3.75 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.75) \times 1 \text{ m} = 13.03 \text{ kn/ml}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{3} = 0.45$$

$0.4 < 0.45 < 1$ ce panneau travail dans les deux sens.

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données par un tableau :

$$\mu_y = 0.25 \text{ et } \mu_x = 0.1036$$

$$M_x = 0.1036 \times 13.03 \times 1.35^2 = 2.46 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 2.46 \times 0.25 = 0.61 \text{ kn.m}$$

b) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m.

➤ sens x-x :

$$\mu = \frac{M_x}{dxd^2xf_{bu}} = \frac{2.46x10^3}{100x13^2x14.20} = 0.01 < 0.392, \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.01 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x dx \sigma_{st}} = \frac{2.46x10^3}{0.995x13x348} = 0.54$$

Soit 4 10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

➤ sens y-y :

$$\mu = \frac{M_y}{dxd^2xf_{bu}} = \frac{0.61x10^3}{100x13^2x14.20} = 0.002 < 0.392, \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.002 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x dx \sigma_{st}} = \frac{0.61x10^3}{0.999x13x348} = 0.13$$

Soit 4 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

III.6.3. Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

Le BAEL modifiée 99 prévoit qu'on peut dispenser de l'application de cette condition pour autant que l'on majore de 20% les aciers calculés en flexion ainsi que les armatures de répartition, comme indiqué dans (Art B.7.4/BAEL99).

➤ Sens x-x

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} x \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$\rho_x = 0.0008 \rightarrow \text{HA400}$$

$$\rho_x = \frac{\rho_0}{2} x \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.45) = 1.02 \times 10^{-3}$$

$$A_{\min} = \frac{1}{2} bh \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) =$$

$$A_{\min} = \frac{1}{2} x 100 x 15 x 0.0008 x (3 - 0.45) = 3.06 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{adp} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Sens y-y

$$A_{\min} = bh \rho_0 = 100 x 15 x 0.0008 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Ecartement des barres (Art A.8.2 ,42 du BAEL99) :

La direction la plus sollicitée : $S_t \text{ min } (3h ; 33\text{cm})$

La direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $S_t \text{ min } (4h ; 45\text{cm})$

➤ Sens x-x

$S_t = 25\text{cm} \text{ min } (3 \times 15 = 45; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Sens y-y

$S_t = 25\text{cm} \text{ min } (4 \times 15 = 60; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification au cisaillement (Art 5.1, 221 du BAEL99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \overline{\tau_u} = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

Calcul de τ_u :

Au milieu de l_y :

$$T = \frac{q_u L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{13.03 \times 1.35 \times 3}{2 \times 3 + 1.35} = 7.18 \text{ kn}$$

Au milieu de l_x :

$$T = \frac{q_u L_x L_y}{3L_y} = \frac{13.03 \times 1.35 \times 3}{3 \times 3} = 5.86 \text{ kn}$$

$$V_u = \max \{7.18 ; 5.56\} = 7.18 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{7.18 \times 1000}{1 \times 0.13} = 0.05 \text{ MPa} < 0.13 \times 25 = 3.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

III.6.4. Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = 5.49 + 3.75 = 9.24$$

$$\mu_y = 0.3234 \text{ et } \mu_x = 0.1063$$

$$M_x = 0.1063 \times 9.24 \times 1.35^2 = 1.80 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 1.80 \times 0.3234 = 0.58 \text{ kn.m}$$

b) Ferrailage de la dalle:

➤ sens x-x :

$$\mu = \frac{M_x}{dxd^2xf_{bu}} = \frac{1.80 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.007 < 0.392, \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.007 \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{1.80 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Soit 4 10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ sens y-y :

$$\mu = \frac{M_y}{dxd^2xf_{bu}} = \frac{0.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.002 < 0.392, \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.002 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{0.61 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.13$$

Soit 4 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.5 Vérification à l'ELS :

a) Contrainte dans le béton :

➤ Sens x-x

On doit vérifier ; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta = 0.922, K_1 = 49.10$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.80 \times 1000}{0.935 \times 2.01 \times 13} = 73.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73.67}{49.10} = 1.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \Rightarrow \beta = 0.935, K_1 = 61.92$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.58 \times 1000}{0.935 \times 2.01 \times 13} = 23.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{73.67}{23.74} = 3.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

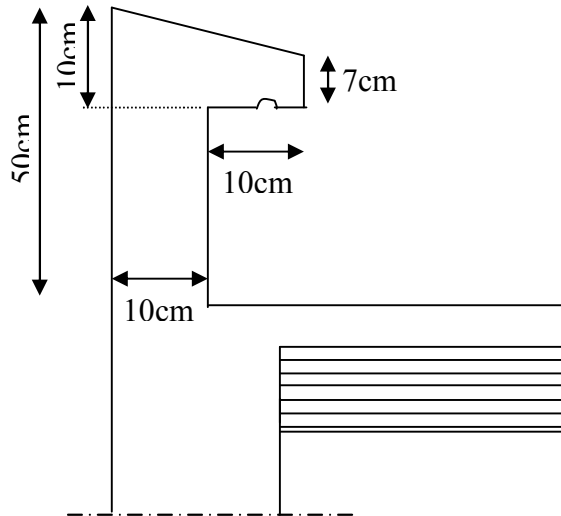
b) Contrainte dans les aciers :

Il est inutile de vérifier cette condition car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

III-7 Acrotère:

Il sera calculé comme un consol encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et à un effort latéral **Q** dû à la main courante, engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire. (1m)

Coupe verticale de l'acrotère



1 - Schémas statiques de calcul:

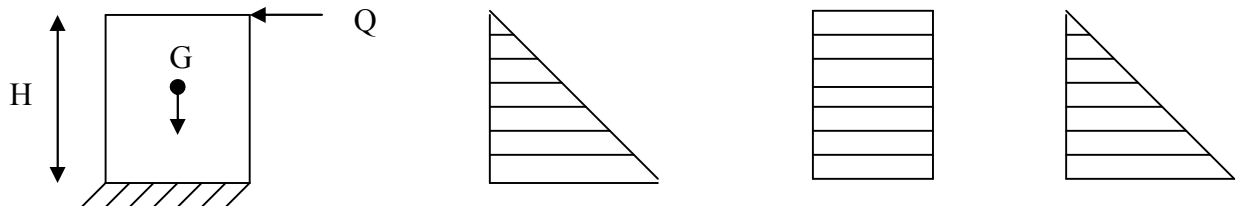


Diagramme des Moments

Diagramme des efforts tranchants

efforts

normaux

$$M = Q \times H$$

$$T = Q$$

$$N$$

$$= G$$

2 - Calcul des efforts:

Effort normal dû au poids propre: $G = \rho \times S = 25 [(0,03 \times 0,2 / 2) + (0,07 \times 0,2) + (0,1 \times 0,4)] = 1,425 \text{ KN.ml.}$

ρ : masse volumique de béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante: $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

Moment de renversement **M** dû à l'effort horizontal: $M = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m.}$

3 - Combinaison de charges:

A l'ELU, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q.$

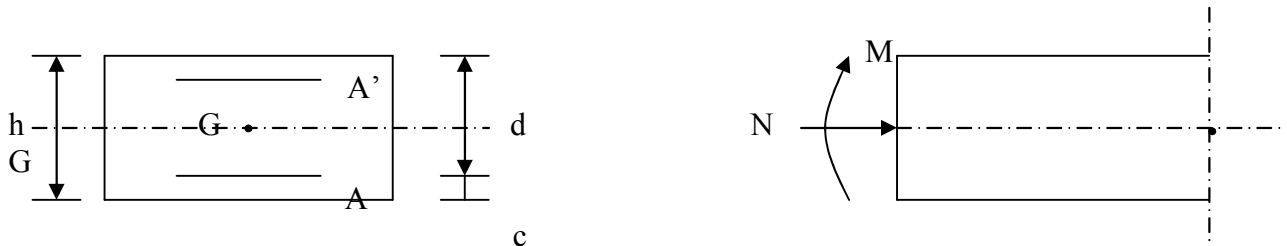
-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \cdot 1,425 = 1,923 \text{ KN/ml.}$

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ KN.m.}$

A l'ELS, la combinaison de charges est: $G + Q$
 - Effort normal de compression : $N_s = G = 1,425 \text{ KN/ml}$.
 - Moment de renversement : $M_s = 0,5 \text{ KN.m}$.

4 - Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.



c : centre de poussée.

e : excentricité.

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

5 - Calcul de l'excentricité:

$e_u = M_u / N_u = 0,75 / 1,923 = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$.

$(h / 2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > h/2 - c$

d'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

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 elle se ramène à la flexion composée.

6 – Calcul d'armatures en flexion simple:

.Moment fictif: $M_f = M_u + N_u (h/2 - c) = 0,75 + 1,923 (0,1/2 - 0,03) = 0,788 \text{ KN.m}$

$\mu_b = M_f / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,788 / (1 \times 0,07^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,0113 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$

$\mu_b = 0,0113 \Rightarrow \beta = 0,994$

.Les armatures fictives: $A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 0,788 / 0,994 \times 0,07 \times 348 \times 1000 = 0,325 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,325 \text{ cm}^2$

7 – Calcul d'armatures en flexion composée:

.La section réelle d'armatures: $A = A_f - N_u / \sigma_s = 0,325 - 1,923 / 34,8 = 0,269 \text{ cm}^2$

8 - vérification de contraintes à l'ELU:

1) Condition de non fragilité:

$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e \cdot (e_s - 0,455 d) / (e_s - 0,185 d)$, b : épaisseur de console.

avec : $e_s = M_s / N_s = 0,5 / 1,425 = 0,35087 \text{ m}$.

$\Rightarrow A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ d'où la condition n'est pas vérifiée.

Par conséquent, nous prendrons $A = A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2$

Nous adopterons 4 HA8 /ml = $2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=25 \text{ cm}$.

.Armatures de répartition :

$A_r = A/4 = 2,01/4 = 0,51 \text{ cm}^2$

Nous adopterons 3 $\Phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=20 \text{ cm}$

2) Vérification au cisaillement:

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où $\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) = 2,5$ Mpa

$\tau_u = V_u / b.d$, $V_u = 1\text{KN}$, b : épaisseur de la console.

$$\tau_u = 1000 / 0,1(0,07)10^6 = 0,143 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres:

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

$\tau_{se} = T_u / (0,9.d. \sum u_i)$ avec $\sum u_i$: la somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = 4 \times 3,1416 \times 0,8 = 10,053 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 1000 / (0,9 \times 0,07 \times 10,053) = 157893,32 \text{ N/m}^2 = 0,158 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

9 - Vérification de contraintes à l'ELS:

.Dans le béton:

Nous devons vérifier que: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_b = K y_1 \text{ , } y_1 = y_2 + c$$

Avec y_2 : racine de l'équation $y^3 + p y + q = 0$

$C = es - h/2$ avec C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = 35,087 - 10/2 = 30,087 \text{ cm.}$$

$C = -30,087 \text{ cm}$ (le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section et N : effort de compression)

$$P = -3C^2 - 90 A' (C - d') / b + 90 A(d - C)/b$$

$$P = -3C^2 + 90 A(d - C)/b = -2689,046.$$

$$q = -2C^3 - (C - d')^2 . 90 A' / b - (d - C)^2 . 90 A / b$$

$$q = -2C^3 - (d - C)^2 . 90 A / b = 53483,2.$$

Finalement, nous aurons l'équation suivante à résoudre:

$$y^3 - 2689,046 y_2 + 53483,2 = 0 \Rightarrow y_2 = 28,47 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2 = 31,37 \text{ cm.} \\ y_2 = -59,85 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$0 < y_1 = y_2 + C \text{ avec } y_2 = 31,37 \text{ cm.}$$

$$y_1 = 31,37 - 30,087 = 1,283 \text{ cm.}$$

$$K = N / (100.S) \text{ avec } S = b.y_1^2 / 2 + 15[A'(y - d') - A(d - y_1)] = 13,872 \text{ cm}^2$$

$$K = 1425 / (100 \times 13,872) = 1,027 \text{ N/cm}^3$$

$$d'où \sigma_b = 1,027 \times 1,283 = 1,317 \text{ N/cm}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition vérifiée.

.Dans les aciers:

Nous devons vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n.K.(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 1,027 (7 - 1,283) = 88,07 \text{ N/cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e , 110 \sqrt{n . f_{t28}} \} \quad n=1,6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266,66 , 201,633 \} = 201,633 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ condition vérifiée.

10 - Vérification d'acrotère au séisme:

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art. 6.2.3 RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone (A= 0,15 en zone **IIa** et groupe d'usage **2**).

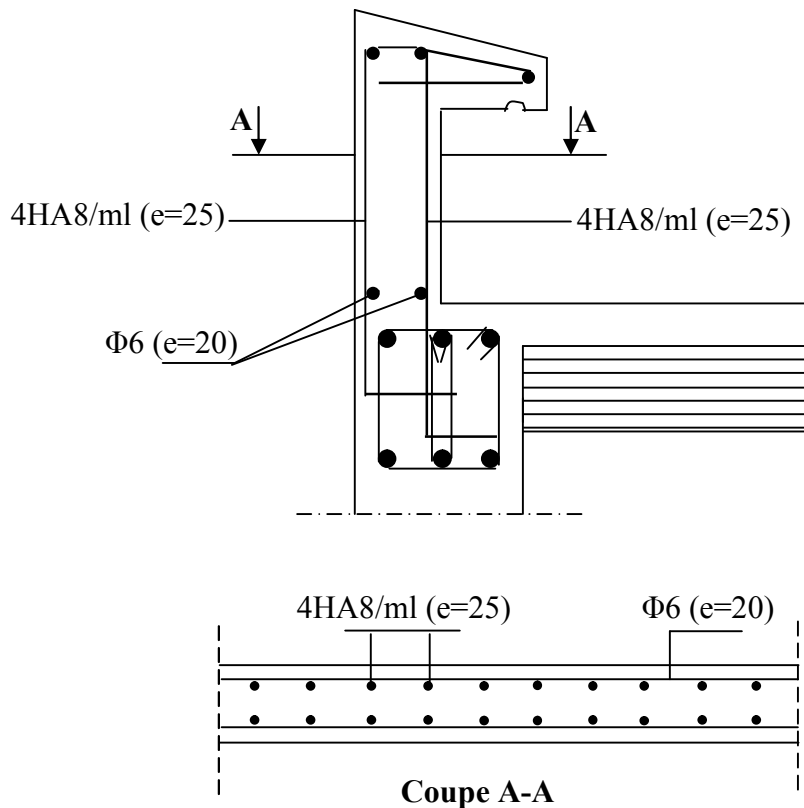
Wp : poids de l'acrotère = 1,425 KN/ml.

Cp : facteur de force horizontale (Cp = 0,8 pour les élément en console).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,425 = 0,684 \text{ KN/ml} < Q=1\text{KN/ml.}$$

⇒ il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme.

Schémas de ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE IV

Etude de contreventement

IV.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.

Dans le règlement parasismique Algérien RPA 99 révision 2003 (Art 3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

Fiabilité

Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et murs de refends, disposés parallèlement dans les deux sens (longitudinale et transversal), est-ce là nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique ; voile), afin de connaître le type de contreventement.

IV.2. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas des ouvertures.

a) Refends longitudinaux

$$I_y = \frac{el^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12} < I_y$$

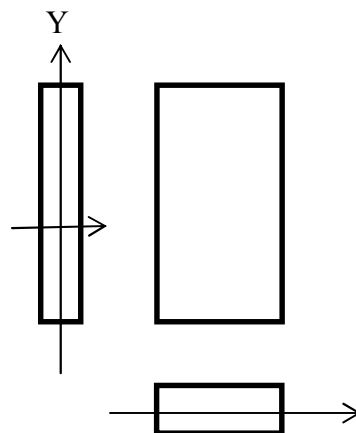
On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X

b) Refends transversaux

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y = \frac{le^3}{12} < I_x$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.



a) Inertie des voiles longitudinaux :

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme(m ⁴)
RDC- 6	VL1	2.30	0,2	0.203	0.966
	VL2	2.30	0,2	0.203	
	VL3	1.45	0,2	0.051	
	VL4	1.45	0,2	0.051	
	VL5	2.10	0,2	0.154	
	VL6	2.10	0,2	0.154	
	VL7	1.65	0,2	0.075	
	VL8	1.65	0.20	0.075	

b) Inertie des voiles transversaux :

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	\sum (m ⁴)
RDC-6	VT1	2.70	0.2	0.328	1.312
	VT2	2.70	0.2	0.328	
	VT3	2.70	0.2	0.328	
	VT4	2.70	0.2	0.328	

IV.3. Interaction voiles portiques

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[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 refonds et pour les portiques.

IV.3.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\delta_i}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_i : Flèche du refend au même niveau n

δ_i : Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends :

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{S_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

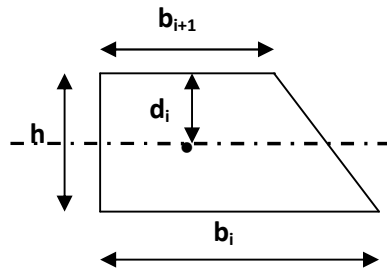
d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position de centre de gravité (d_i) par le diagramme des moments

Niveau	H(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$d_i \times S_i$ (m ³)
6	3,06	3.06	0	2,040	4,682	9,551
5	3,06	9.18	3.06	1,785	18,727	33,428
4	3,06	18.36	9.18	1,700	42,136	71,632
3	3,06	30.6	18.36	1,658	74,909	124,161
2	3,06	45.9	30.6	1,632	117,045	191,017
1	3,06	64.26	45.9	1,615	168,545	272,200
RDC	3,06	85.68	64.26	1,603	229,408	367,709

Les flèches dans les refends :

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (S_i d_i) = \frac{367.709}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i d_i = \frac{S_2 d_2 + S_2 (d_1 + h_2)}{EI} = \frac{1341.92}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i d_i = \frac{S_3 d_3 + S_2 (d_2 + h_3) + S_1 (d_1 + h_2 + h_3)}{EI} = \frac{2736.65}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i d_i = \frac{4427.57}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i d_i = \frac{6295.25}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i d_i = \frac{8255.84}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i d_i = \frac{10354.16}{EI}$$

b) Calcul des déplacements des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$n = 1 \text{ à } h$$

La rotation d'un poteau encastré à la base:

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 K_{tn} + 2 K_{pn}}$$

Rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

K_{tn} : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

K_{pn} : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

c) Inerties fictives :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

$$\text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

F_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

E : module de Young.

➤ Inertie fictive des portiques longitudinaux :

Portiques A-A

NIVEAU	h(m)	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	Mn	Mn+1	$E.\theta_n$	$E.\Psi_n$	$E. \eta_n$	$\sum E \eta_n$	$E.f_n$	I_{en}
6	3,06	0.00188	0.00213	3.06	0	59.859	255.356	781.389	12842.860	10354.160	0.806
5	3,06	0.00188	0.00213	6.12	3.06	179.577	507.280	1552.276	12061.471	8255.843	0.684
4	3,06	0.00586	0.00218	9.18	6.12	292.431	481.463	1473.276	10509.195	6295.251	0.599
3	3,06	0.00586	0.00218	12.24	9.18	409.403	641.950	1964.367	9035.919	4427.255	0.490
2	3,06	0.00586	0.00218	15.3	12,24	526.376	802.438	2455.460	7071.552	2736.654	0.387
1	3,06	0.00586	0.00218	18.36	15,3	643.348	893.353	2733.660	4616.092	1341.920	0.291
RDC	3,06	0.00586	0.00218	21.42	18,36	621.174	615.174	1882.432	1882.432	367.709	0.195

Portiques B-B

NIVEAU	h(m)	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	Mn	Mn+1	$E.\theta_n$	$E.\Psi_n$	$E.\delta_n$	$\sum E.\delta_n$	$E.f_n$	I_{en}
6	3,06	0.00188	0.00213	3.06	0	59.859	255.356	781.389	12842.860	10354.160	0.806
5	3,06	0.00188	0.00213	6.12	3.06	179.577	507.280	1552.276	12061.471	8255.843	0.684
4	3,06	0.00586	0.00218	9.18	6.12	292.431	481.463	1473.276	10509.195	6295.251	0.599
3	3,06	0.00586	0.00218	12.24	9.18	409.403	641.950	1964.367	9035.919	4427.255	0.490
2	3,06	0.00586	0.00218	15.3	12,24	526.376	802.438	2455.460	7071.552	2736.654	0.387
1	3,06	0.00586	0.00218	18.36	15,3	643.348	893.353	2733.660	4616.092	1341.920	0.291
RDC	3,06	0.00586	0.00218	21.42	18,36	621.174	615.174	1882.432	1882.432	367.709	0.195

Portiques C-C

NIVEAU	h(m)	γK_{pn}	γK_{tn}	Mn	Mn+1	E. θ_n	E. Ψ_n	E. η_n	$\gamma E \eta_n$	E. f_n	I_{en}
6	3,06	0.00188	0.00213	3.06	0	59.859	255.356	781.389	12842.860	10354.160	0.806
5	3,06	0.00188	0.00213	6.12	3.06	179.577	507.280	1552.276	12061.471	8255.843	0.684
4	3,06	0.00586	0.00218	9.18	6.12	292.431	481.463	1473.276	10509.195	6295.251	0.599
3	3,06	0.00586	0.00218	12.24	9.18	409.403	641.950	1964.367	9035.919	4427.255	0.490
2	3,06	0.00586	0.00218	15.3	12,24	526.376	802.438	2455.460	7071.552	2736.654	0.387
1	3,06	0.00586	0.00218	18.36	15,3	643.348	893.353	2733.660	4616.092	1341.920	0.291
RDC	3,06	0.00586	0.00218	21.42	18,36	621.174	615.174	1882.432	1882.432	367.709	0.195

Portiques D-D

NIVEAU	h(m)	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	Mn	Mn+1	E. θ_n	E. Ψ_n	E. η_n	$\sum E \eta_n$	E. f_n	I_{en}
6	3,06	0.00142	0.00142	3.06	0	89.788	359.154	1099.011	18369.501	10354.160	0.564
5	3,06	0.00142	0.00142	6.12	3.06	269.366	712.160	2177.209	17270.490	8255.843	0.478
4	3,06	0.00440	0.00146	9.18	6.12	436.644	697.836	2135.378	15093.281	6295.251	0.417
3	3,06	0.00440	0.00146	12.24	9.18	611.301	930.448	2847.171	12957.903	4427.255	0.342
2	3,06	0.00440	0.00146	15.3	12,24	785.959	1163.060	3558.964	10110.732	2736.654	0.271
1	3,06	0.00440	0.00146	18.36	15,3	960.616	1281.730	3922.094	6551.768	1341.920	0.205
RDC	3,06	0.00440	0.00146	21.42	18,36	907.390	859.377	2629.674	2629.674	367.709	0.140

➤ Inertie fictive des portiques transversaux :

Portiques 1-1 et 8-8

NIVEAU	h	$\sum K_{pn}$	$\sum K_{tn}$	Mn	Mn+1	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E \cdot n$	$\sum E_n$	$E \cdot f_n$	l_{en}
6	3,06	0.00072	0.00074	3,06	0	172.297	698.761	2137.746	35694.821	10354.160	0.290
5	3,06	0.00072	0.00074	6,12	3,06	516.892	1386.187	4241.732	33557.075	8255.843	0.246
4	3,06	0.00223	0.00076	9,18	6,12	838.816	1359.628	4160.462	29315.343	6295.251	0.215
3	3,06	0.00223	0.00076	12,24	9,18	1194.342	1809.504	5537.082	25154.881	4427.255	0.176
2	3,06	0.00223	0.00076	15,3	12,24	1509.868	2249.380	6883.102	19617.799	2736.654	0.139
1	3,06	0.00223	0.00076	18,36	15,3	1845.394	2485.007	7604.121	12734.697	1341.920	0.105
RDC	3,06	0.00223	0.00076	21,42	18,36	1752.423	1676.659	5130.576	5130.576	367.709	0.072

Portiques (2-2), (3-3), (4 -4), (5-5), (6-6) et (7-7)

NIVEAU	h	γK_{pn}	γK_{tn}	Mn	Mn+1	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E \cdot \eta_n$	$\gamma E \eta_n$	$E \cdot f_n$	I_{en}
6	3,06	0.00096	0.00108	3,06	0	118.055	501.735	1535.309	25215.051	10354.160	0.411
5	3,06	0.00096	0.00108	6,12	3,06	354.166	995.495	3046.214	23679.742	8255.843	0.350
4	3,06	0.00298	0.00111	9,18	6,12	574.324	945.900	2894.454	20633.528	6295.251	0.305
3	3,06	0.00298	0.00111	12,24	9,18	804.054	1261.200	3859.272	17739.074	4427.255	0.249
2	3,06	0.00298	0.00111	15,3	12,24	1033.783	1576.500	4824.090	13879.802	2736.654	0.197
1	3,06	0.00298	0.00111	18,36	15,3	1263.513	1755.301	5371.221	9055.712	1341.920	0.141
RDC	3,06	0.00298	0.00111	21,42	18,36	1220.245	1204.082	3684.491	3684.491	367.709	0.100

IV.3.2 Interprétation des résultats :

❖ comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ Sens longitudinales :

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	1.824	65.37
Voiles	0.966	34.63
Voiles + Portiques	2.790	100

❖ Sens transversal :

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	1.856	58.59
Voiles	1.312	41.41
Voiles + Portiques	3.168	100

❖ Conclusion :

En comparant les résultats, on a opté pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

CHAPITRE V

Modélisation de la structure

V.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses.

Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui offre des résultats plus exacts et un travail plus facile dans un temps court.

V.2. Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans «la théorie des poutres» pour chaque type d'élément, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

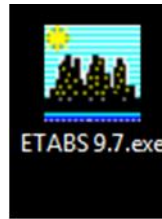
V.3. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). Avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

V.4. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans ce travail on a utilisé la version ETABS V.9.7.0

Pour choisir l'application ETABS on clique cette icône :



V.5. Etapes de la modélisation :

V.5.1 Première étapes :

La 1^{ère} étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

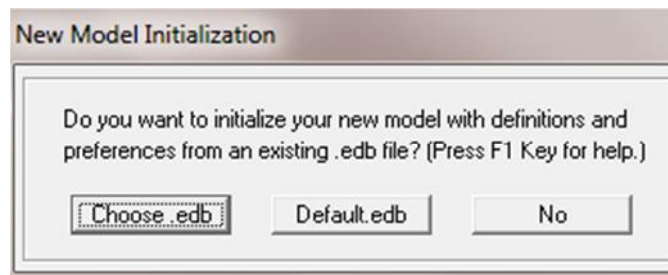
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Pour notre cas on a choisi le **ton.m**.

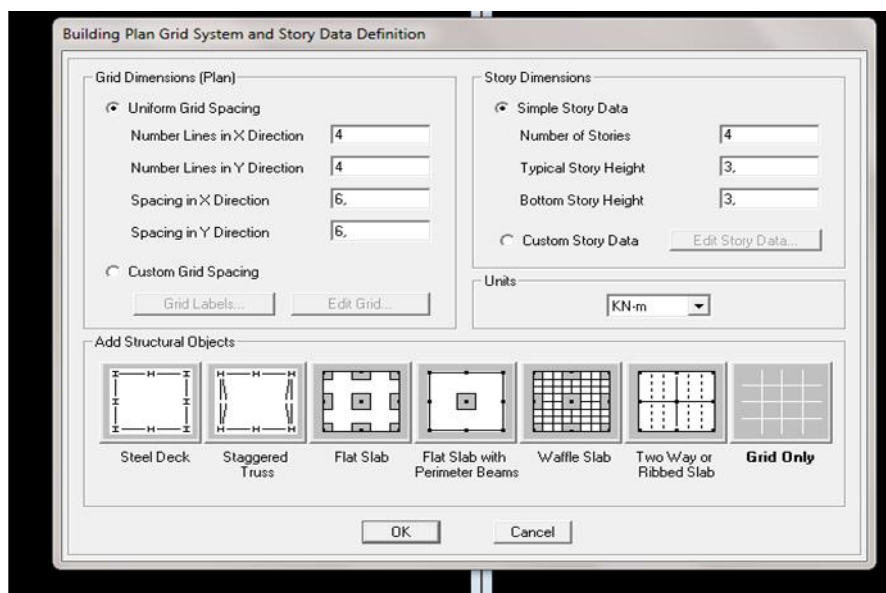


b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file new model, cette option permet d'introduire.



- le nombre de portiques suivant x-x
- le nombre de portiques suivant y-y
- le nombre des étages.



d) Modification des propriétés mécaniques des matériaux :

Dans cette partie, on va définir les propriétés mécaniques des matériaux.

The dialog box 'Material Property Data' is used to define the mechanical properties of a material. It contains the following sections and data:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0,25
 - Weight per unit Volume: 2,5
 - Modulus of Elasticity: 3279834,5
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 0,
 - Shear Modulus: 1366597,71
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c : 27579,0316
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 413685,47
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 413685,47
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom of the dialog.

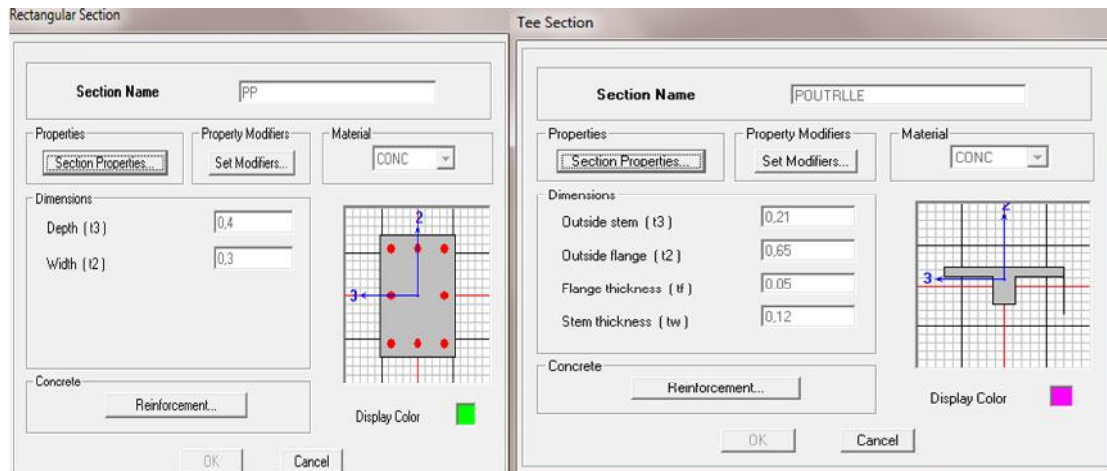
V.5.2. Deuxième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles, dalles et poutrelles).

The 'Define Frame Properties' dialog box allows users to manage the geometric properties of frame elements. It includes:

- Properties:** A list box titled 'Type in property to find:' containing the following items: PC (highlighted), POT30, POT40, POUTRLLE, PP, and PS.
- Click to:** A set of controls for managing properties:
 - Import I/Wide Flange (dropdown)
 - Add I/Wide Flange (dropdown)
 - Modify/Show Property... (button)
 - Delete Property (button)


Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom of the dialog.




➤ Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant.

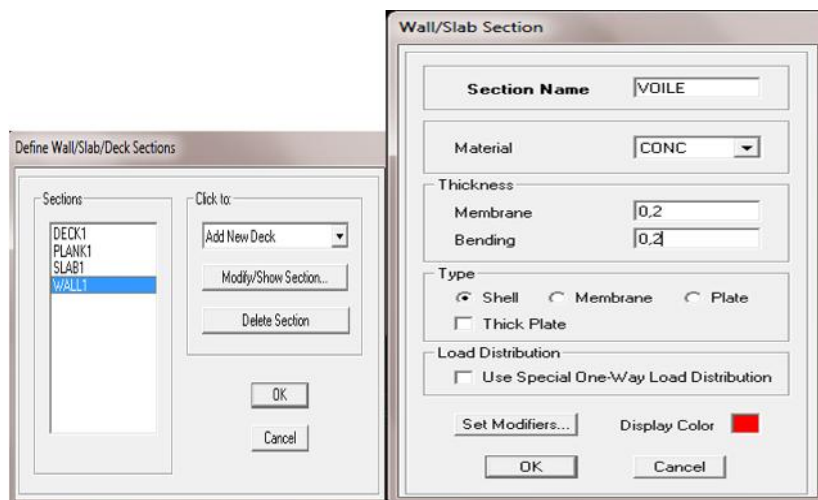
Cliquer sur  ensuite sur une ligne de la grille et un nouveau élément sera tracé.

Pour les planchers en corps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un entre axe de 65cm ensuite on choisit la direction.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils .

Voile :

On choisit le menu **Define-wall/slab/deck**section cliquer sur Add New Wall pour voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; **là où il faut introduire un non pour la sélection du voile et son épaisseur.**



V.5.3. Troisième étape :

Dans cette étapes, on va définir les conditions aux limites. pour cela, on sélectionne les nœud de la base dans la fenêtre X-Y.

On attribue des appuis (restraints) avec le menu **Assign/Point**, puis (**support**), en cliquant sur



V.5.4. Quatrième étape :

a) Masse source :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass-Sourcee.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur $\beta = 0,2$ pour la charge d'exploitation.

Remarque :

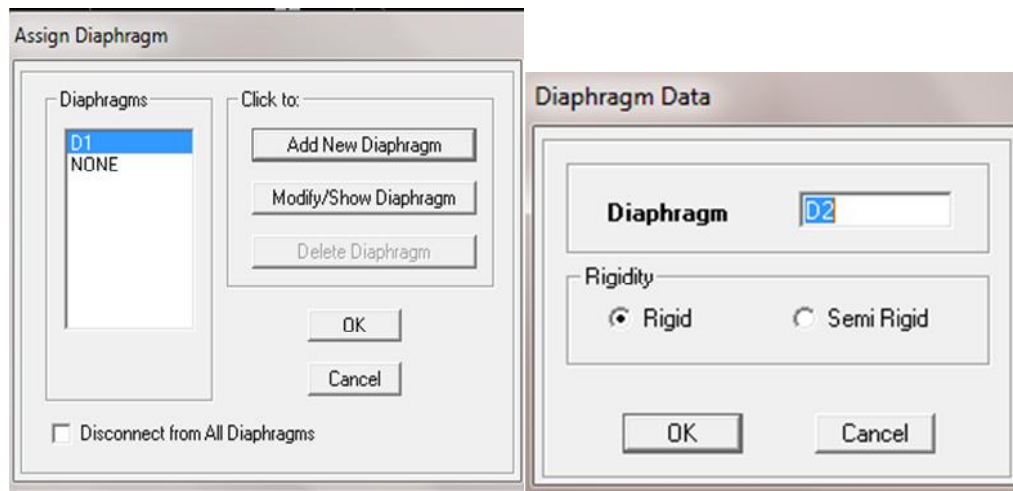
Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

b) Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans dans la fenêtre X-Y, dans le menu déroulant **Assign/point-rigid diaphragm**.

On choisit **Add new diaphragm**, on va appeler D_1 .



Après avoir introduit le nom du diaphragm dans la case **Diaphragm** on clique sur ok. On refait la même opération pour tout les planchers.

V.5.5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

pour les définir on clique : **Define/Load Cases.**

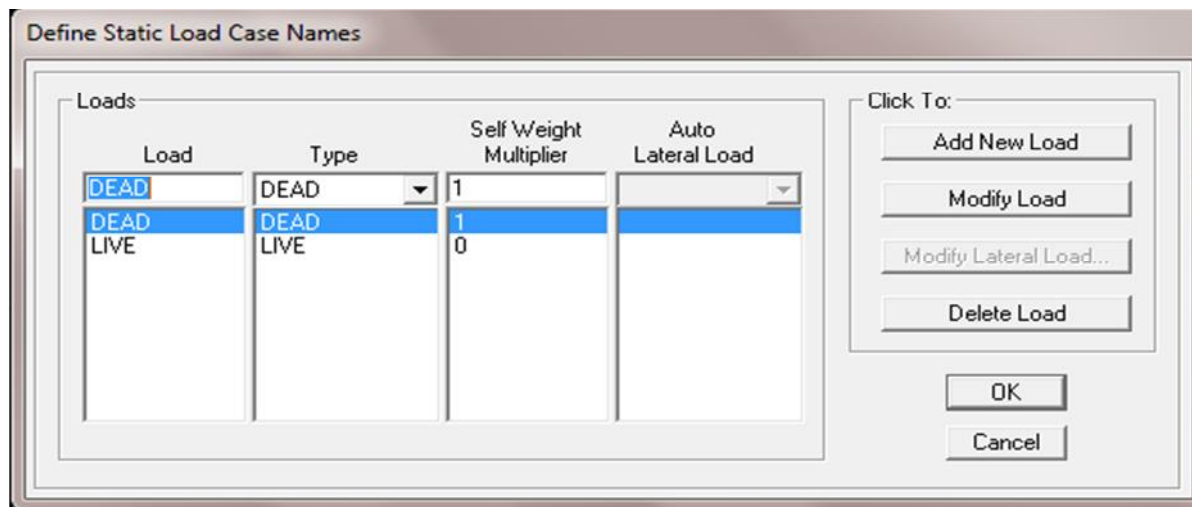
➤ **Charge statique (G et Q)**


charges permanentes : Load Name : G

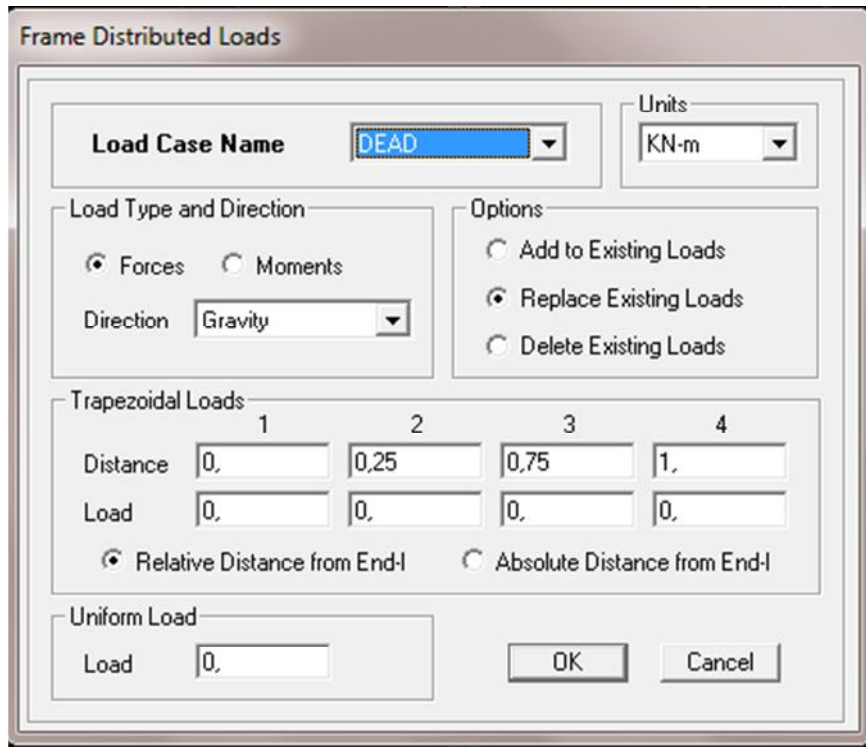
Type : DEAD (permanente), **Self weight multiplier** (coefficient interne poids propre): 1

charges d'exmpoitation: Load Name: Q

Type : Live (exploitation), **Self weight multiplier** (coefficient interne poids propre): 0



Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.



En charge que les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales ainsi de suite aux poteaux et aux fondations.

➤ Charge sismique :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un seul DDL soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives des périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : Iia (zone moyenne à sismicité)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiment courant, chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coeff de comportement : 4 (tableau 4.3 de RPA 2003)
- Rmplissage : dense
- Site : S_2
- Facteur de qualité (Q) : $Q=1$

On ouvre le logiciel en cliquant sur :



Paramètres RPA99

Fichier A propos

Graph du spectre Text

0,000	0,188
0,010	0,180
0,020	0,172
0,030	0,164
0,040	0,157
0,050	0,149
0,060	0,141
0,070	0,133
0,080	0,126
0,090	0,118
0,100	0,110
0,110	0,103
0,120	0,095
0,130	0,087
0,140	0,079

Précision : 0.01

Enregistrer

Zone : I IIA IIB III

Groupe d'usage : 1A 1B 2 3

Coeff. comportement : 5 Amortissement : 10 %

Facteur de qualité Q : 1.00

Site : S1: Site Rocheux S3: Site Meuble
 S2: Site Ferme S4: Site Très Meuble

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur

Define/Response Spectrum/spectrum from file

Function Name (nom du spectre): **RPA**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (sismique), pour cela on clique sur :

Define/Reponses spectrum cases/add new spectrum.

Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPA

Function Damping Ratio: 0,05

Function File

File Name: e:\spect\5.txt

Header Lines to Skip: 0

Convert to User Defined View File

Values are:

Frequency vs Value

Period vs Value

Function Graph

Display Graph [2,7226 , 0,023]

OK Cancel

Dans la partie input response spectra, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales.

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2	RPA	9.81
UZ		

V.5.6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à introduire les combinaisons de charge.

- Combinaisons aux états limites

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

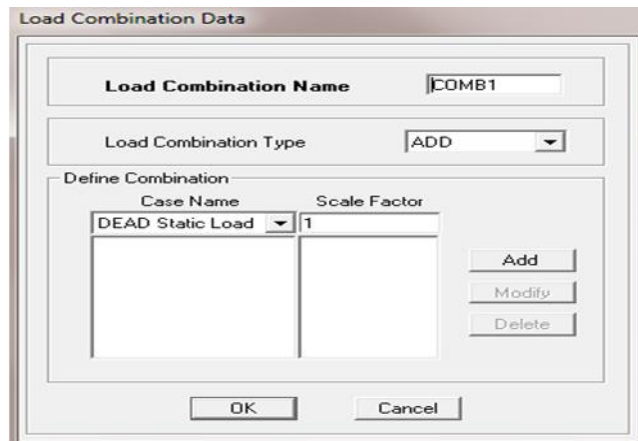
- Combinaisons accidentelles du RPA

$G+Q+E$; $G+Q-E$

$0.8G+E$; $0.8G-E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define/Load combinations/add new comb

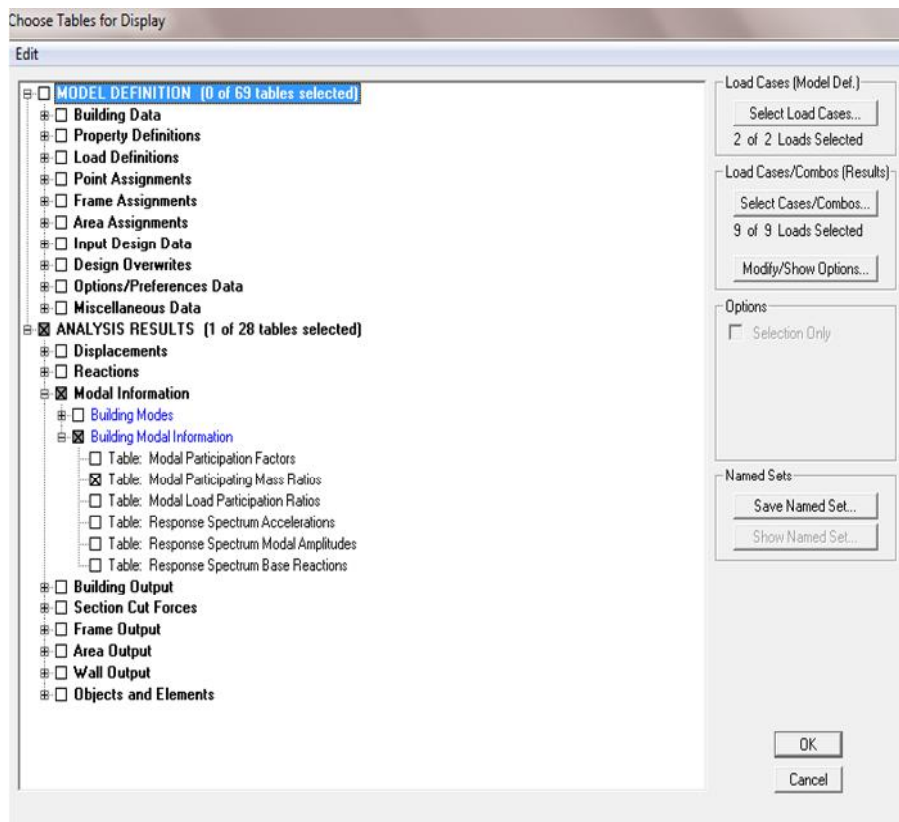


V.5.7. Septième étape:

cette etape consiste à l'analyse et la visualisation des résultats. Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne **Run Analysis**.

❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display/show tables**, on clique sur **modal information** et on sélectionne la combinaison **Modal**.



❖ Déformée de la structure :

on appuie sur la l'icône **Show deformed shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses diagram**

➤ Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Disply/Show tables**.

Dans **Element output** on sélectionne **Frame forces**, on clique sur **Select case/comb** pour choisir la combinaison d'action puis

on clique sur ok.

➤ Les poteaux

On suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ Déplacements :

Pour extraire les déplacements sous formes de tableau, 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.

❖ Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondation) on clique sur **Show tables**, on coche **Base reactions**, en suite dans « **Select cases/comb** », on choisit EX et EY.

V.6. Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 :**V.6.1. Justification du système de contreventement :**❖ **Les charges verticales:**

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont tirés de logiciel à l'aide de l'option (**Section Cut**) avec la combinaison (ELU).

- Charges verticales totales = 3746,56 t (100%)
- Charges verticales reprises par les portiques est de 2267,58 (60,52%)
- Charges verticales reprises par les voiles est de 1478,97 t (39,48%)

❖ **Les charges sismiques:**

De plus les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés de logiciel à l'aide de l'option (**Section Cut**) avec la combinaison (E spectre).

- Charges sismiques totales :
 - Sens xx : 119,164 t.
 - Sens yy : 116,252 t.
- Charges sismiques reprises par les portiques :
 - Sens xx : 17,2986 t (14,51%)
 - Sens yy : 14,4412 t (12,42%)
- Charges sismiques reprises par les voiles :
 - Sens xx : 105,9619 t (88,92%)
 - Sens yy : 102,3241 t (88,01%)

Conclusion : (Art A.2.30 RPA99 vérifié 2003)

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.

Dans ce cas, on a opté pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

V.6.2. La période :**Article : 4.2.4. Estimation de la période fondamentale de la structure**

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 numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

• 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.

$$h_N = 21,42\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (21.42)^{3/4} = 0.497\text{s}$$

❖ Valeur de T trouvé par ETBS :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,638816	0	70,6605	0	0	70,6605	0
2	0,608029	69,3535	0	0	69,3535	70,6605	0
3	0,528933	3,2994	0	0	72,6529	70,6605	0
4	0,170934	14,0922	0	0	86,7451	70,6605	0
5	0,166156	0	16,7112	0	86,7451	87,3717	0
6	0,139988	0,4634	0	0	87,2085	87,3717	0
7	0,076465	6,001	0	0	93,2095	87,3717	0
8	0,072343	0	6,5289	0	93,2095	93,9007	0
9	0,061382	0,1767	0	0	93,3862	93,9007	0
10	0,042934	3,2557	0	0	96,6418	93,9007	0
11	0,041654	0	3,367	0	96,6418	97,2677	0
12	0,035271	0,1007	0	0	96,7426	97,2677	0

Tableau V.1 : Période et participation massique.

$$T = 0,638 \text{ s}$$

❖ Valeur de T trouvé par La formule empirique :

$$T = 0,497$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{etabs}} = 0,638 < T_{\text{emp}} = 0.479 \times 1.3 = 0,646\text{s} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.6.3. Participation massique et nombre de modes à considérer :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY) « Art 4..3.4 de RPA 99 V2003 ».

De tableau V.1 (periode et participation massique).

Le mode fondamental et un mode de translation suivant X avec une participation de masse de 69,35 % et un mode de translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 70,66 %.

La somme des masses modales dépasse 90 % de la somme total de bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

On va arrêter au mode 8 ou la masse de participation a atteint 90 %.

V.6.4. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003})$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure.

a. Coefficient d'accélération de la zone :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0.15

b. Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA) en fonction du système de contreventement : R= 4 (contrevente par voile)

c. Facteur d'amplification dynamique moyen :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99 modifié 2003) T₂ = 0,4s (site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$.

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Tableau: Valeurs de ξ (%) (RPA Art 4-2)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	/
Dense	7	5	10

Pour notre cas : (Béton armé avec Remplissage Dense) :

$\zeta = 7\%$ (tableau 4.2 RPA 99 modifié 2003).

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

On a : $T=0,497$, donc $T_2 = 0,4s$ $T = 3s$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,59$$

d. Facteur de qualité :

Il est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (4.4 du RPA).

Vérifié $P = 0$, dans le cas contraire $P = 0,05$.

Critère q	P _q (sens transversal)	P _q (sens longitudinal)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q = 1.00$$

e. Poids de la structure :

$$W_T = \sum_{i=1}^h W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_i : Calculés à chaque niveau (i)

W_{Gi} : Poids des charges permanentes.

W_{Qi} : Poids des charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charges d'exploitation est données par le tableau (RPA 99 / Art 4 – 5) ;

($\beta = 0,2$ Bâtiment à usage d'habitation)

D'où $w = 2441,676$ (t)

f. Calcul de la force sismique

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} \cdot W_T$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,00}{4} \times 2441,676 \Rightarrow V = 145,584[t]$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Coefficient de zone	A	0,15
Facteur d'amplification	D	1,59
Facteur de qualité	Q	1
Coefficient de comportement	R	4
forces sismiques (t)	145,584	

L'effort tranchant à la base :

spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0,8V < F
E _x	130,5	/	145,584	116,467	OUI
E _y	/	181,7	145,584	116,467	OUI

Tableau: l'effort tranchant a la base

❖ **Conclusion :**

La résultante des forces à la base F obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (RPA99/ Version 2003 ART 4.3.6).

Donc l'effort tranchant à base est vérifié.

V.6.5. Déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suite

$\delta_k = R\delta_{ke}$; avec :

R : coefficient de comportement

δ_k : Déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale :

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal : X-X

NIVEAUX	δ_{ek}	R	δ_k	δ_{k-1}	δ_k	$\overline{\Delta_k}$	Condition
7	0,0078	5	0,039	0,0335	0,0055	0,0306	vérifiée
6	0,0067	5	0,0335	0,0275	0,006	0,0306	vérifiée
5	0,0055	5	0,0275	0,021	0,0065	0,0306	vérifiée
4	0,0042	5	0,021	0,014	0,007	0,0306	vérifiée
3	0,0028	5	0,014	0,0075	0,0065	0,0306	vérifiée
2	0,0015	5	0,0075	0,0025	0,005	0,0306	vérifiée
1	0,0005	5	0,0025	0	0,0025	0,0306	vérifiée

➤ Sens transversal : Y-Y

NIVEAUX	δ_{ek}	R	δ_k	δ_{k-1}	δ_k	$\overline{\Delta_k}$	Condition
7	0,0088	5	0,0444	0,037	0,0074	0,0306	vérifiée
6	0,0074	5	0,037	0,0295	0,0075	0,0306	vérifiée
5	0,0059	5	0,0295	0,022	0,0075	0,0306	vérifiée
4	0,0044	5	0,022	0,0145	0,0075	0,0306	vérifiée
3	0,0029	5	0,0145	0,0075	0,007	0,0306	vérifiée
2	0,0015	5	0,0075	0,0025	0,005	0,0306	vérifiée
1	0,0005	5	0,0025	0	0,0025	0,0306	vérifiée

❖ Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux directions sont inférieures aux déplacements admissibles, donc les exigences de RPA 99 version 2003 sont vérifiées.

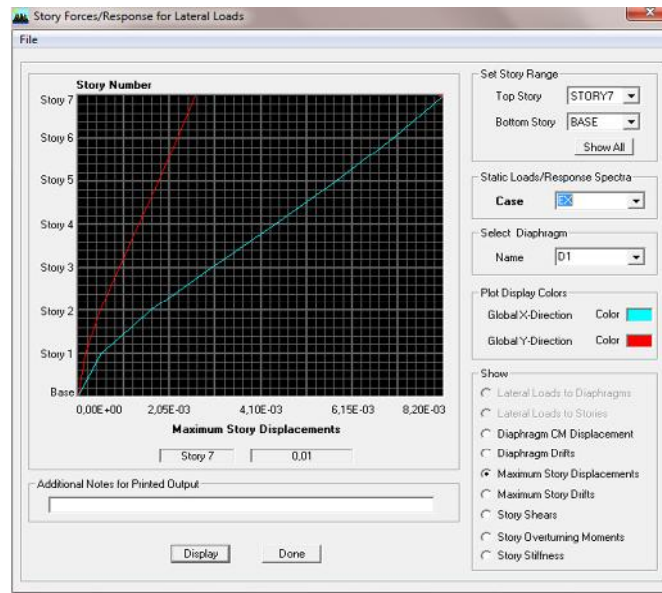
V.6.6. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifier la formule suivante :

$$\delta_{max} \quad f = \frac{H_t}{500} \quad \text{Avec : } f : \text{ La flèche admissible.}$$

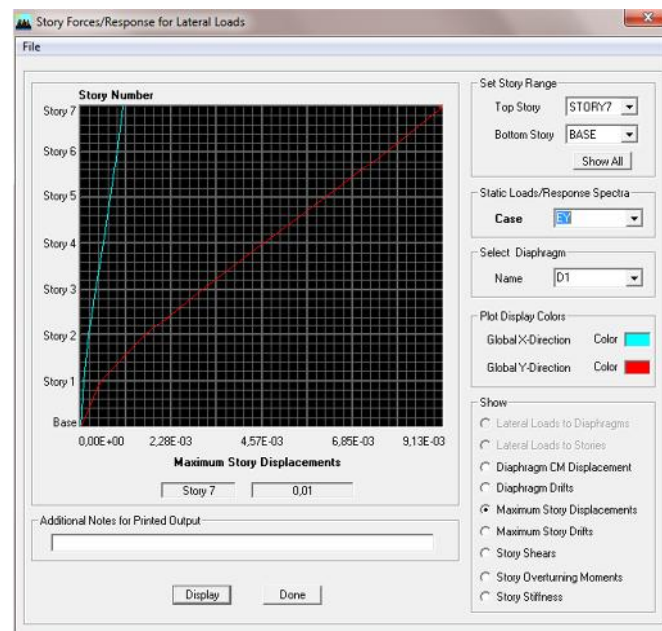
H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Selon Ex :



$$\delta_{max} = 0,01 \text{ m} < f = \frac{21,42}{500} = 0,042 \text{ m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Selon Ey :



V.6.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- : (Art 5.9 de RPA 99 Version 2003) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-) peuvent être négligés dans des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k Poids total de la structure et des charges exploitation associés au dessus du niveau K.

k : le déplacements relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : la hauteur de l'étage k.

Sens X-X :

NIVEAUX	P_k (ton)	δ_k	V_k (ton)	$V_k h_k$	θ_k	Condition
7	314,702	0,0055	15,012	45,936	0,037	vérifiée
6	655,816	0,006	31,282	95,722	0,041	vérifiée
5	1012,96	0,0065	48,318	147,853	0,044	vérifiée
4	1370,164	0,007	65,356	199,989	0,047	vérifiée
3	1727,328	0,0065	82,393	252,122	0,044	vérifiée
2	2011,982	0,005	95,971	293,671	0,034	vérifiée
1	2441,616	0,0025	116,465	356,382	0,017	vérifiée

Sens Y-Y :

NIVEAUX	P_k (ton)	δ_k	V_k (ton)	$V_k h_k$	θ_k	Condition
7	314,702	0,0074	15,012	45,936	0,050	vérifiée
6	655,816	0,0075	31,282	95,722	0,051	vérifiée
5	1012,96	0,0075	48,318	147,853	0,051	vérifiée
4	1370,164	0,0075	65,356	199,989	0,051	vérifiée
3	1727,328	0,007	82,393	252,122	0,047	vérifiée
2	2011,982	0,005	95,971	293,671	0,034	vérifiée
1	2441,616	0,0025	116,465	356,382	0,017	vérifiée

V.8. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 V 2003 (Art 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale 0,05L doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens X-X :

on doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5 \% L_x$$

avec $L_x = 26,4$ m

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Lx	Condition
STORY1	D1	8,242	9,007	-0,765	0,817	vérifiée
STORY2	D2	8,242	9,142	-0,9	0,817	vérifiée
STORY3	D3	8,242	9,111	-0,869	0,817	vérifiée
STORY4	D4	8,242	9,06	-0,818	0,817	vérifiée
STORY5	D5	8,231	9,012	-0,781	0,817	vérifiée
STORY6	D6	8,222	8,971	-0,749	0,817	vérifiée
STORY7	D7	8,186	8,946	-0,76	0,817	vérifiée

Tableau : Excentricité suivant X-X

Suivant le sens Y-Y :

on doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5 \% L_y$$

avec $L_y = 16,35m$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Lx	Condition
STORY1	D1	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY2	D2	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY3	D3	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY4	D4	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY5	D5	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY6	D6	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée
STORY7	D7	12,949	12,95	0,001	1,312	vérifiée

Tableau : Excentricité suivant Y-Y

CHAPITRE VI

Ferraillage de la structure

I. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinale et transversale) à l'ELU, puis, on effectue des vérifications à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

II. Recommandations du RPA :**a) Armature longitudinales (Art 7.5.2.2 de RPA99 V2003) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12cm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit dépasser 25cm.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0,8% de la section du béton

- Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 12,8 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (30x30) : $A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$.

❖ Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximum d'aciers en zone IIa est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Zone courante :
- Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 64 \text{ cm}^2$
- Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement :
- Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 96 \text{ cm}^2$
- Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Prendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a x V_u}{h x f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique d'armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } g < 5 \end{cases}$$

g : L'élancement géométrique du Poteau.

$$g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : L'espacement des armatures transversales.

c) Calcul du ferrailage :

➤ Section partiellement comprimée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de la traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(d-c')N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

❖ Détermination des armatures :

Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N x \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_t = \frac{M_f}{b x d^2 x f_{bc}}$$

Si : $\mu_l < 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{bxd^2x\sigma_{st}}$$

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Si : $\mu_l > 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée

On calcul :

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

$$M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{M}{(d - C') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{M}{(d - C') \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$e = \frac{M}{N} \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : effort de compression

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} < (d - c') N_u - M_f$$

1^{er} cas :

$Nx(d - c') - M_f < (0,5xh - c')xbxh^2xf_{bc} \rightarrow$ Section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_f(d - 0,5h)bf_{bc}}{(d - c')x\sigma_{st}} \quad (\text{Comprimée})$$

$$A_s = \frac{N - (bxhxf_{bc})}{\sigma_{st}} \quad (\text{Tendue})$$

2^{ème} cas :

$$Nx(d - c') - M_f \quad (0,5xh - c')xbxh^2xf_{bc} \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$A_1 = \frac{N - \psi b x h x f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b x h^2 x f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

III. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 V_2} \longrightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{I_0}{B_0 V_2} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Avec :

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = bh + 15(A + A') \longrightarrow \text{Section totale homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(Ac' + A'd) \right] ; V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

➤ Section entièrement comprimée :

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \quad \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_1^2 = py_2 + q = 0$$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d-c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d-c)^2}{b}$$

Avec : c' : L'enrobage.

c : La distance du centre de pression par rapport à la fibre la plus tendue ($c = d - e_s$).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcul : } = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } 0 : t = 0,5x(\sqrt{\quad} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3xu}$$

Si $< 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; y'_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$





➤ **Contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{yxN_s}{l} y_s \quad \bar{\sigma}_b$$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

$$\sigma_s = \frac{bxy_s^3}{3} + 15[Ax(d - y_s) + A'(y_s - c')^2].$$

❖ Ferraillage des poteaux (40x40) :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix des barres
N_{max}  M_{corr}		$N_{max} = 1224,4 \text{ KN}$						$N_{max} = 891 \text{ KN}$							4HA16 +4HA14
		$M_3 = 2,58 \text{ KN.m}$			$M_2 = 2,86 \text{ KN.m}$			$M_3 = 10,85$			$M_2 = 10,53$				
		Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
N_{min}  M_{corr}		$N_{min} = 184,1 \text{ KN}$						$N_{min} = 91,8 \text{ KN}$						14,19	
		$M_3 = 20,86 \text{ KN.m}$			$M_2 = 22,87 \text{ KN.m}$			$M_3 = 1,88$			$M_2 = 2,09$				
		Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	Obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)		
		SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0		
M_{3max}  N_{corr}		$M_{3max} = 25,63 \text{ KN.m}$						$M_{3max} = 18,61 \text{ KN.m}$							
		$N_{corr} = 198,5 \text{ KN}$						$N_{corr} = 144,8$							
		Obs.	A_s' (cm)		A_s (cm)			Obs.	A_s' (cm)		A_s (cm)				
SEC	0		0			SEC	0		0						
M_{2max}  N_{corr}		$M_{2max} = 28,71 \text{ KN.m}$						$M_{2max} = 20,89 \text{ KN.m}$							
		$N_{corr} = 239,8 \text{ KN}$						$N_{corr} = 174,6$							
		Obs.	A_s' (cm)		A_s (cm)			Obs.	A_s' (cm)		A_s (cm)				
SEC	0		0			SEC	0		0						

❖ Ferraillage des poteaux (30x30) :

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
N_{max} ↘ M_{corr}	$N_{max} = 306,3$ KN						$N_{max} = 223,1$ KN						10,67	4HA14 +4HA12	
	$M_3 = 6,08$ KN.m			$M_2 = 6,52$ KN.m			$M_3 = 4,58$ kn.m			$M_2 = 4,41$ kn.m					
	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)			
	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0	SEC	0	0			
N_{min} ↘ M_{corr}	$N_{min} = 50,5$ KN						$N_{min} = 25,5$ KN						10,67	4HA14 +4HA12	
	$M_3 = 17,43$ KN.m			$M_2 = 12,79$ KN.m			$M_2 = 6,57$ KN.m			$M_3 = 8,38$ KN.m					
	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)	Obs.	$A_{s'}$ (cm)	A_s (cm)			
	SPC	0	2,36	SPC	0	1,86	SPC	0	0,28	SPC	0	0,48			
M_{3max} ↘ N_{corr}	$M_{3max} = 20,31$ KN.m						$M_{3max} = 14,76$ KN.m						10,67	4HA14 +4HA12	
	$N_{corr} = 58,6$ KN						$N_{corr} = 42,9$ KN								
	Obs.	$A_{s'}$ (cm)		A_s (cm)		Obs.	$A_{s'}$ (cm)		A_s (cm)						
SPC	0		1,23		SPC	0		0,98							
M_{2max} ↘ N_{corr}	$M_{2max} = 20,31$ KN.m						$M_{2max} = 14,8$ KN.m						10,67	4HA14 +4HA12	
	$N_{corr} = 65,6$ KN						$N_{corr} = 47,8$ KN								
	Obs.	$A_{s'}$ (cm)		A_s (cm)		Obs.	$A_{s'}$ (cm)		A_s (cm)						
SPC	0		1,13		SPC	0		0,89							

IV. Exemple de calcul :

➤ Sens transversal de calcul :

RDC (4x40):

$$N_{max} = 1224.4 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = 2,86 \text{ kn.m}$$

$$N_{min} = 184,1 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = 22,85$$

$$N_{corr} = 239,8 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{max} = 28,71 \text{ kn.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,86}{1224.4} \times 10^2 = 0,234$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$e = 0,234 \text{ cm} < 17 \text{ cm.}$$

La section est entièrement comprimée.

➤ Calcul de :

$$M_f = M_U + N_U x \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2,86 + 1224,4 x \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = 211,008 \text{ kn. m}$$

➤ Vérification de :

$$(d - c) x N_u - M_f \text{ et } (0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc}$$

$$(0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc} = (0,337 - 0,81 x 0,03) x 0,4 x 0,4 x 14,2 x 1000 = 710,45 \text{ kn. m}$$

$$(d - c) x N_u - M_f = (0,37 - 0,03) x 1224,4 - 211,008 = 205,288 \text{ kn. m}$$

$$(d - c) x N_u - M_f = 205,288 \text{ kn. m} < (0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc} = 710,45 \text{ kn. m}$$

Donc : c'est une section simplement armée.

➤ Calcul des armatures :

$$A_1 = \frac{N - \psi x b x h x f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b x h^2 x f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{1224,4(0,37 - 0,03) - 211,008}{0,4 x 0,4^2 x 14,2 x 1000}}{0,8571 - \frac{0,04}{0,4}} = 0,7709$$

➤ Sens longitudinal de calcul :

RDC (4x40):

$$N_{max} = 1224,4 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = 2,58 \text{ kn.m}$$

$$N_{min} = 184,1 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = 22,85$$

$$N_{corr} = 239,8 \text{ kn} \quad \longrightarrow \quad M_{max} = 28,71 \text{ kn.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,58}{1224,4} \times 10^2 = 0,204$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$e = 0,204 \text{ cm} < 17 \text{ cm.}$$

La section est entièrement comprimée.

➤ Calcul de :

$$M_f = M_U + N_U x \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2,58 + 1224,4 x \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) = 210,72 \text{ kn. m}$$

➤ Vérification de :

$$(d - c) x N_u - M_f \text{ et } (0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc}$$

$$(0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc} = (0,337 - 0,81 x 0,03) x 0,4 x 0,4 x 14,2 x 1000 = 710,45 \text{ kn. m}$$

$$(d - c) x N_u - M_f = (0,37 - 0,03) x 1224,4 - 210,72 = 205,576 \text{ kn. m}$$

$$(d - c) x N_u - M_f = 205,576 \text{ kn. m} < (0,337 - 0,81c') x b x h x f_{bc} = 710,45 \text{ kn. m}$$

Donc : c'est une section simplement armée.

➤ Calcul des armatures :

$$A_1 = \frac{N - \psi x b x h x f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b x h^2 x f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{1224,4(0,37 - 0,03) - 210,72}{0,4 x 0,4^2 x 14,2 x 1000}}{0,8571 - \frac{0,04}{0,4}} = 0,7704$$

$$A_1 = 0 = A_s$$

Remarque :

D'après le calcul des armatures dans le deux sens, on a obtenus le résultat suivant :

$A_1 = 0 = A_s$, alors on va ferrailer avec la section minimale exigée par le RPA qui égale à « $0,8\%bh$ »

V. Vérification à l'ELU :**V.1. Calcul des armatures transversal :**

Les armatures transversales sont disposées de manière empêchée tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau et de reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

a) Diamètre des aciers :

D'après le BAEL91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$l_t = \frac{l_t^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$$

Soit $l_t = 8mm$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

b) Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

➤ En zone nodale :

$$S_t = \min(10 l_t^{min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15) = 12cm, \text{ donc } S_t = 10cm$$

➤ En zone courante :

$$S_t = 15 l_t^{min} = 18cm, \text{ donc } S_t = 15cm$$

c) Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :

$$L_r = 40 l_t^{max} = 40 \times 1,6 = 64cm \text{ (Zone IIa)}$$

d) Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

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

Pour les HA 12 :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour les HA :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$

Pour les HA 16 :

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :**

Pour le poteau le défavorable :

$$I_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

$$g = \frac{I_f}{i} = \frac{I_f}{b} = \frac{2,142}{0,4} = 5,355$$

$$g = 5,355 > 5$$

➤ En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) **Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \quad \tau_{bu} = \rho_b \alpha f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } g \leq 5 \\ 0,04 & \text{si } g > 5 \end{cases} ; \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875$$

➤ Poteaux (30x30) :

$$\text{Sens Z : } \tau_u = \frac{13,9}{0,3 \times 0,27} = 0,171 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens Y : } \tau_u = \frac{14,2}{0,3 \times 0,27} = 0,175 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

➤ Poteaux (40x40) :

$$\text{Sens Z : } \tau_u = \frac{20,3}{0,4 \times 0,37} = 0,137 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens Y : } \tau_u = \frac{18,2}{0,4 \times 0,37} = 0,123 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

f) Vérification à l'ELS :

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est peu nuisible

➤ **Vérification à l'ELS des contraintes :**

Les sections adoptées seront vérifier à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Zon e	N_s (kn)	M_s (kn.m)	Sec tio n	Obs	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_b (MPa)	Ob S
ZI	$N_{min} = 134,2$	$M_{CORR} = 5,56$	40	SEC	2,08	0	15	46,3	21,48	348	CV
	$N_{max} = 849,9$	$M_{CORR} = 3,58$		SEC	4,08	5,90		73,2	67,47		
	$N_{corr} = 178,2$	$M_{max} = 8,61$	40	SEC	2,32	0		51,2	23,89		
ZII	$N_{min} = 236,9$	$M_{CORR} = 9,67$	30	SEC	0,68	0,06	15	54,93	26,12	348	CV
	$N_{max} = 146,89$	$M_{CORR} = 4,41$		SEC	2,12	2,10		43,1	19,49		
	$N_{corr} = 86,51$	$M_{max} = 2,43$	X 30	SEC	0,65	0,08		34,6	-1,8		

Conclusion :

Les contraintes admissibles sont vérifiées.

V.III. Ferrailage des voiles :**V.III.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes « **G** » et aux surcharges d'exploitation « **Q** » ; ainsi que sous l'action sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Pour faciliter le calcul, on décompose le bâtiment en deux zones :

Zone I : du RDC AU 4^{ème} étage

Zone II : du 5^{ème} et 6^{ème} étage.

V.III.2. Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont :

Selon le BAEL91 : $1,35G + 1,5Q$

$G+Q$

Selon le RPA99 v 2003 : $G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

V.III.3 Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur « *d* »

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile considéré.

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 du RPA99})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$\text{Avec } L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{inf} + \sigma_{max}} \cdot L$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

a) Calcul des armatures verticales :

1) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

$$A_1 = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

2) Section entièrement tendue :

$$N_i = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) \cdot d \cdot e \longrightarrow A_1 = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \cdot d \cdot e \longrightarrow A_1 = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

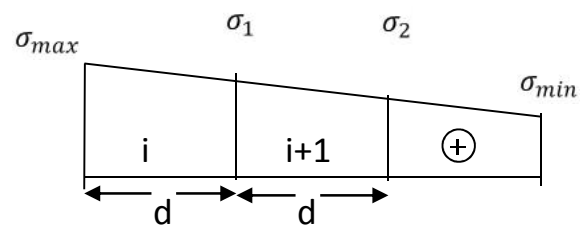
➤ Armatures minimales :

SEC :

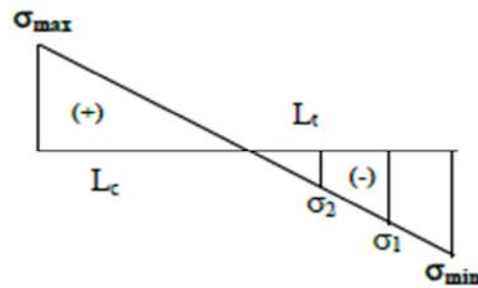
$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

SET :

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B\right\}$$



3) Section partiellement comprimée :



$$N_i = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \longrightarrow A_1 = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \longrightarrow A_1 = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{min} = \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \text{ Du BAEL 91}$$

❖ Exigence du RPA :

$$A_{min} = \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0,2\%B \right), \text{ avec } B = d \cdot e$$

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

A_h 0,15%B Globalement dans la section du voile.

A_h 0,10%B En zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

c) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1,4 T$$

T : 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.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

e) Armatures pour les potelets (RPA 99/Art7.7.4.1) :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) disposition constructives :**1. Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30cm\} \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99 version2003})$$

Avec e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

2. longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version2003)

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.

3. Diamètre maximum: (Art A.7.7.4.3 RPA99 version2003).

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{max} \leq \frac{e}{10} = 20mm.$$

V.III.4 : Vérifications :**a) Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 [MPa]$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit (**Art 7.7.2 /RPA99**):

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 [MPa]$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3,2 [MPa]$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V.III.5. Exemple de calcul :

On prend un voile par exemple u voile transversal « VT1 » dans la zone I

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$L = 1,65 \text{ m}$; $e = 0,20 \text{ m}$; $B = 0,41 \text{ m}^2$; $v = v' = 0,825 \text{ m}$.

➤ **Sollicitation de calcul :**

N_s (Kn)	242,2	110,4
T (Kn)	34,6	38,1
σ_{max} (MPa)	2063,9	2387,6
σ_{min} (MPa)	-6366,7	-3252,9

Selon les contraintes données par le logiciel ETABS, la section est « SPC ».

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d .

$$d \quad \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_C\right)$$

- Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = 0,40m$$

- Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1,64 - 0,4 = 1,25m$$

- Longueur de la bande d :

$$d \quad \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_C\right)$$

$$\text{On prend } d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = 0,625 m$$

• **1^{er} Bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 3183,35 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) \cdot d \cdot e = 596,87 \text{ kn} \longrightarrow A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s} = 17,15 \text{ cm}^2$$

• **2^{eme} :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \cdot e = 198,96 \text{ kn} \longrightarrow A_{v2} = \frac{N_i}{\sigma_s} = 5,72 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimales :**

$$A_{min} = \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0,2\%B\right), \text{ avec } B = d \cdot e$$

$$A_{min} = 6,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement minimales :**

Zone courante :

$$S_t = \min\{1,5e; 30cm\} = 30cm \text{ Soit } S_t = 20cm$$

Zone d'extrémité :

$$D = \frac{S_t}{2} = 10cm$$

- **Les armatures calculées :**

$$A_1 = 17,48 \text{ cm}^2,$$

- **Le ferrailage adopté :**

$$A = 2X6HA14 = 18,48 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{18,48}{4} = 4,62 \text{ cm}^2.$$

D'après le (RPA99 version2003) : $A_H = 0,15\%B = 1,35\text{cm}^2$.

Soit : $2X5HA10 = 7,85 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

- **Armatures transversal :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **La vérification des contraintes du béton :**

○ **RPA99 :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{0,9 \times h \times e} \quad \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}.$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 34,6 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 2860} = 0,094 < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \text{ d'ou condition est vérifiée.}$$

○ **BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{0,9 \times h \times e} \quad \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,067\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa.} \text{ condition vérifiée.}$$

○ **à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} = \frac{242,2 \times 10^3}{0,41 \times 10^4 + 15 \times 2860} = 0,55 < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \text{ C.Vérifiée.}$$

Le calcul de ferrailage des voiles est résumé sur les tableaux suivant :

Voiles

	ZONE		<i>I</i>	<i>II</i>
<i>Caractéristiques géométriques</i>	L		2,3	2,3
	e		0,20	0,20
	B		0,54	0,54
	V=V'=L/2		1,15	1,15
	N _s		633,7	205,9
	T		17,6	20,7
<i>Sollicitations du calcul</i>	σ_{max}		2568	1532,2
	σ_{min}		-4946	-2404,5
	nature de la section		SPC	SPC
	Lc		0,78	0,90
	Lt		1,52	1,4
	d		0,76	0,70
	σ_1		2473	1202,25
	N ₁		563,84	252,45
	N ₂		187,94	84,15
<i>Ferrailage</i>	A _{v1}		16,20	7,25
	A _{v2}		5,4	2,42
	A _{v min}		7,98	7,35
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj} /4		16,36	7,45
	A ₂ = A _{v2} /2+A _{vj} /4		5,57	3,18
	A _{adoptée} (cm ²)		18,48	13,56
	Choix des barres		2X6HA14	2X6HA12
	Espacement (S _t)		18	18
	AH/ml (cm ²)		4,92	3,39
	Choix des barres		2x5HA10	2x5HA10
	Espacement (S _t)		20	20
A _t (cm ²)		4 épingles	HA8	
<i>Vérification</i>	$\bar{\tau}_b \equiv 5$	τ_b (MPa)	0,047	0,056
	$\bar{\tau}_u \equiv 3,33$	τ_u (MPa)	0,034	0,04
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc} (MPa)	1,116	0,367

longitudinaux VL3, VL4, VL7, VL8

Voiles longitudinaux VL1, VL2, VL5, VL6

		<i>I</i>	<i>II</i>	
<i>Caractéristiques géométriques</i>	L (m)	1,65	1,65	
	E (m)	0,2	0,2	
	B (m²)	0,41	0,41	
<i>Sollicitations de calcul</i>	N_s (Kn)	895,8	337,5	
	T (Kn)	7,6	10,3	
	σ_{max} (MPa)	2063,9	2387,6	
	σ_{min} (MPa)	-6366,7	-3252,9	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	L_c (m)	0,40	0,70	
	L_t (m)	1,25	0,95	
	d₁ = d₂ (m)	0,625	0,475	
	σ1 (MPa)	5348,03	2054,46	
	N1 (Kn)	234,29	185,75	
	N2 (Kn)	561,54	123,26	
<i>Ferrailage</i>	A_{v1} (cm²)	5,85	4,64	
	A_{v2} (cm²)	14,03	3,08	
	A_{v min} (cm²)	6,56	4,98	
	A_{v1}+A_{vj}/4 (cm²)	5,92	4,74	
	A_{v2}+A_{vj}/4 (cm²)	14,10	3,18	
	A_{adoptée} (cm²)	18,48	13,56	
	Choix des barres	2X6HA14	2X6HA12	
	espacement (S_t)	18	18	
	AH/ml (cm²)	4,62	3,39	
	Choix des barres	2X5HA10	2X5HA10	
espacement (S_t)	20	20		
	A_t (cm²)	4 épingles	HA8	
<i>Vérification des contraintes</i>	τ_b=5MPa	τ_b(MPa)	0,021	0,028
	τ_u=3.2	τ_u(MPa)	0,015	0,02
	σ_{bc}=15	σ_{bc}(MPa)	2,04	0,77

Voiles transversaux VT1, VT2, VT3, VT4

	ZONE		I	II
<i>Caractéristiques géométriques</i>	L		2,7	2,7
	E		0,2	0,2
	B		1,62	1,62
	V=V'=L/2		1,35	1,35
<i>Sollicitations du calcul</i>	N _s		753,4	524,6
	T		28,1	36,8
	σ_{max}		1317,6	3114,9
	σ_{min}		-3843,6	-3674,0
	nature de la section		SPC	SPC
	Lc		0,675	1,215
	Lt		2,025	1,485
	$d_1 = d_2$		1,012	0,742
<i>Ferrailage</i>	σ_1		1922,74	1838,24
	N ₁		583,55	409,00
	N ₂		194,68	136,39
	A _{v1}		16,76	11,75
	A _{v2}		5,6	3,92
	A _{v min}		10,62	7,80
	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$		17,03	12,10
	$A_2 = A_{v2}/2 + A_{vj}/4$		5,87	4,27
	$A_{adopt\acute{e}} (cm^2)$		18,48	13,56
	Choix des barres		2X6HA14	2X6HA12
Espacement (S_t)		20	20	
AH/ml (cm^2)		3,85	3,85	
Choix des barres		2x5HA10	2x5HA10	
Espacement (S_t)		20	20	
$A_t (cm^2)$		4 épingles	HA8	
<i>Vérification</i>	$\bar{\tau}_b = 5$	$\tau_b (MPa)$	0,076	0,1
	$\bar{\tau}_u = 3,33$	$\tau_u (MPa)$	0,054	0,071
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	$\sigma_{bc} (MPa)$	1,16	0,82

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure :

Introduction :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contacte directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

➤ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,8$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.1 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude selon le rapport du sol sont (voir annexe) :

- La contrainte admissible du sol est $\overline{\sigma}_{sol} = 2,4$ bars.
- Absence de nappe phréatique, don pas de risque de remontée des eaux.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol
- le tassement du sol
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

On aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VI.3 Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal (N_{ser}) qui est obtenue a la base de tous les poteaux du RDC.

$$Ax B \quad \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \quad A = B(\text{poteau carré})$$

D'où

$$B \quad \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 899 \text{ Kn}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 240 \text{ Kn/m}^2,$$

$$B \quad \sqrt{\frac{899}{240}} = 1,93 \text{ M}, \text{ On a opté pour } B = 2 \text{ m.}$$

Remarque :

Vu que les dimensions de la semelle sont très acceptable, mais notre choix sera de réaliser des semelles filantes afin d'englober tous les portiques ou il y'a des voiles, comme les résultats de l'étude géotechnique l'a suggérer des fondations superficielles de type filantes ou isolées à une profondeur d'ancrage à partir de & 1.50m.

b) Semelles filantes:**A. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voile	G+Q(KN)	L(m)	Bc(m)	S(m ²)
VL1 = VL2	1025,3	1,65	1,67	5,5
VL3 = VL4	1100,6	2,10	2,18	9,14
VL5 = VL6	1325	1,45	2,38	6,9
VL7 = VL8	818,4	2,30	1,48	6,8
Somme				28,34

Tableau 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voile	G+Q(KN)	L (m)	Bc (m)	S (m ²)
VT1 = VT4	634,4	2,7	0,98	5,28
VT2 = VT3	1057,8	2,7	1,63	8,8
Somme				14,08

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_t = 42,42 \text{ m}^2$.

B. Semelles filantes sous poteaux :**❖ Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

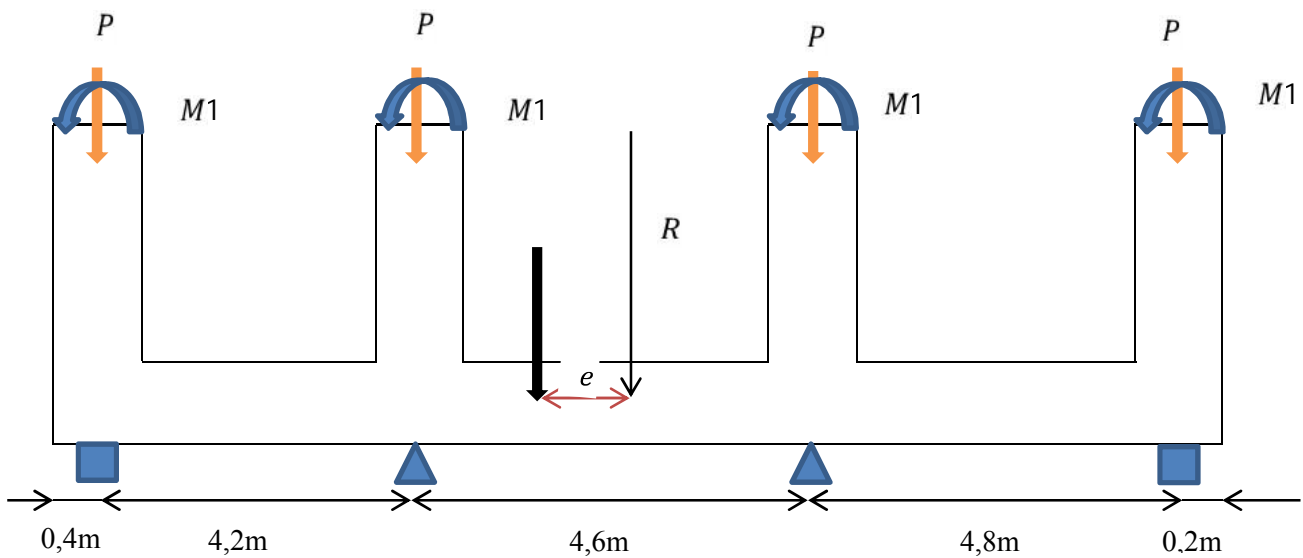
- Détermination de la résultante des charges $R = N_i$

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{N_i + M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale
 - $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} x \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} x \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} x \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$



a) Application :

- Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	$N_s = G+Q(KN)$	$e_i(m)$	$Nxe_i((m)$	$M_i(kn.m)$
1	837.5	6.8	5695	0.22
2	899	2.6	2337.4	1.9
3	490.3	-2	-980.6	0.19
4	42.96	-6.8	-2921.28	4.1
>	2656.4		4130.52	6.41

$$e = \frac{4130.52 + 6.41}{2656.4} = 1.56m$$

- **Déterminer la distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 1.56 < \frac{L}{6} = \frac{14}{6} = 2.33m$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2656.4}{14} \left(1 + \frac{3 \times 1.56}{14}\right) = 253.18 \text{ Kn/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \frac{\left(\frac{qL}{4}\right)}{\sigma_{Sol}} = \frac{253.18}{240} = 1.05 \text{ m}$$

On a opté pour $B = 1,20 \text{ m}$ (On arrondit la largeur de la semelle à 1,10 pour tenir compte éventuellement du poids propre de la semelle).

On aura donc :

$$S_1 = 1,1 \times 14 = 15,4 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,2 \times 9,2 = 10,12 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface des semelles sous poteaux : $S_p = nxS$

Avec : n est le nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 6 \times 15,4 + 2 \times 10,12 = 112,64 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 112,64 + 42,42 = 155,06 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 9,20 \times 26,3 + 4,8 \times 20,1 = 338,44 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface totale de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{155,06}{338,44} = 0,45$$

- **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($S_t < 50\% S_{bat}$), alors on opte pour des semelles filantes.

VI.4 Calcul des semelles filantes :

a) Calcul de la semelle :**➤ Calcul des contraintes sous la semelle :**

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = 316,6 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = 62,88 \text{ Kn/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = 253,17 \text{ Kn/ml}$$

➤ Dimensionnement de la semelle :**- Hauteur de la semelle :**

$$hs = \frac{A-a}{4} + c$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

A : coté de poteau.

$$hs = \frac{1,1-0,4}{4} + 0,05 \quad hs = 22,5 \text{ cm.}$$

On prend :

$$hs = 40 \text{ cm}$$

➤ Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8.d.\sigma_s} = \frac{1235,4 \times 0,7}{8 \times 0,65 \times 348.10^3} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de :

$$e_s = \frac{S_b}{S_t} \times A = \frac{1,13}{6,78} \times 1,1 = 0,18, \text{ On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 = 3,93 cm² avec un espacement $e_s = \frac{A}{A_t} \times A = \frac{0,78}{3,92} \times 1,1 = 0,21$ On prend $e_s = 20 \text{ cm.}$ **b) Calcul de la poutre de rigidité :****1. Dimensionnement de la poutre de rigidité :****- La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} h_p \quad \frac{L}{6} \quad 0,53 h_p \quad 0,8 h_p = 80 \text{ cm.}$$

- La largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \quad b_p \quad \frac{2}{3} h_p \quad 26,66 b_p \quad 53,33 b_p = 50 \text{ cm.}$$

- Dimensions adoptées :

$$L = 14\text{m}; B = 1,10\text{m}; h_s = 50\text{cm}; c = c' = 5\text{cm}; d = 45\text{cm}; h_p = 80\text{cm}; b_p = 50\text{cm}$$

➤ Vérification de la contrainte réelle dans le sol :

$$\sigma_r = \frac{q_{3/4}}{B} = \frac{253,17}{1,1} = 230,15 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_r = 230,15 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} < 240 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{\sigma_r}{\bar{\sigma}_r} = \frac{230,15}{240} = 0,95 \quad \sigma_r = 95\% \bar{\sigma}_r$$

➤ Calcul de σ_{max} et σ_{min} :

$$|e| = 1,56 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L \times B} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = 278,81 \text{ Kn/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L \times B} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = 57,17 \text{ Kn/m}^2.$$

➤ Calcul de $q_{(3/4)}$:

$$q_{(3/4)} = \frac{3 \cdot q_{max} + q_{min}}{4} \times A_{semelle}$$

$$q_{(3/4)} = \frac{(3 \times 316,6) + 62,88}{4} \times 1,1 = 278,48 \text{ Kn/ml}$$

2. Ferrailage de la poutre de rigidité :

• Ferrailage de la poutre de rigidité :

Pour le calcul et le ferrailage de la poutre de rigidité, on utilise le logiciel de calcul CTC.

• Description du logiciel :

Le système CTC est un logiciel de calcul d'ouvrages courants en béton armé.



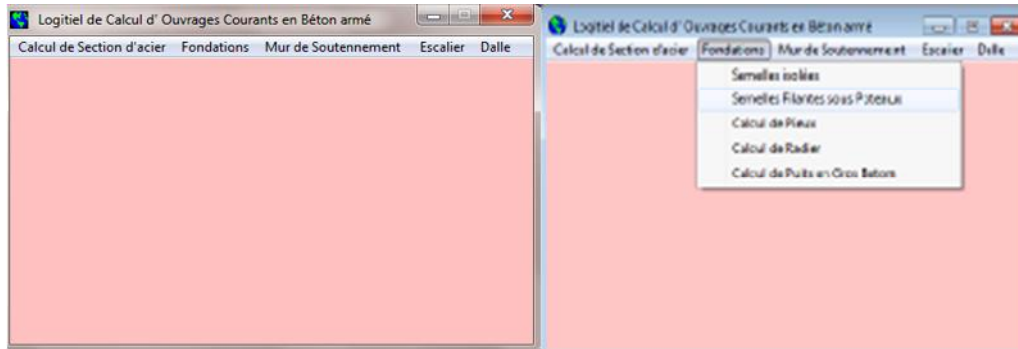


Figure : Choix de l'ouvrage courant à étudier.

- Détermination des moments fléchissant :

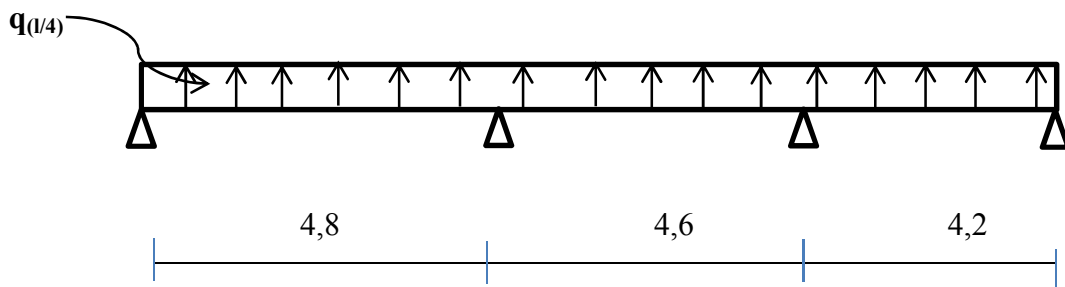


Figure : Schéma statique de la poutre de rigidité

- Définition des données à introduire dans le CTC :

Nombre de poteaux : 4

Contrainte du sol : 2.4 bars.

Côté poteau : 0.4 m, Débord gauche : 0.4m, Débord droit : 0.4m

- Les données à introduire dans le CTC :

Poteau	1	2	3	4
Côté (m)	0.4	0.4	0.4	0.4
$N_s(t)$	38,21	35,69	47.03	42,96
$N_u(t)$	61,583	56,32	62,38	57,1
$M_u(t.m)$	0.031	0.262	0.026	0.565
$L_t(m)$	4,4	4,2	3.8	/

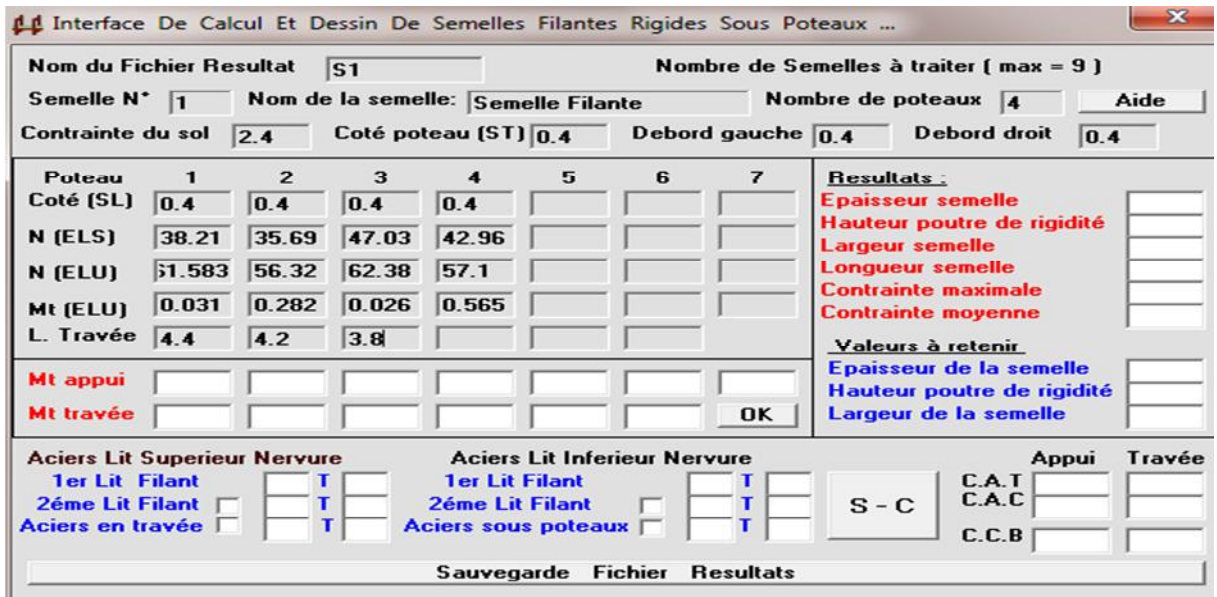


Figure : Interface de calcul et dessin de la semelle filante rigide sous poteau

➤ Les résultats :

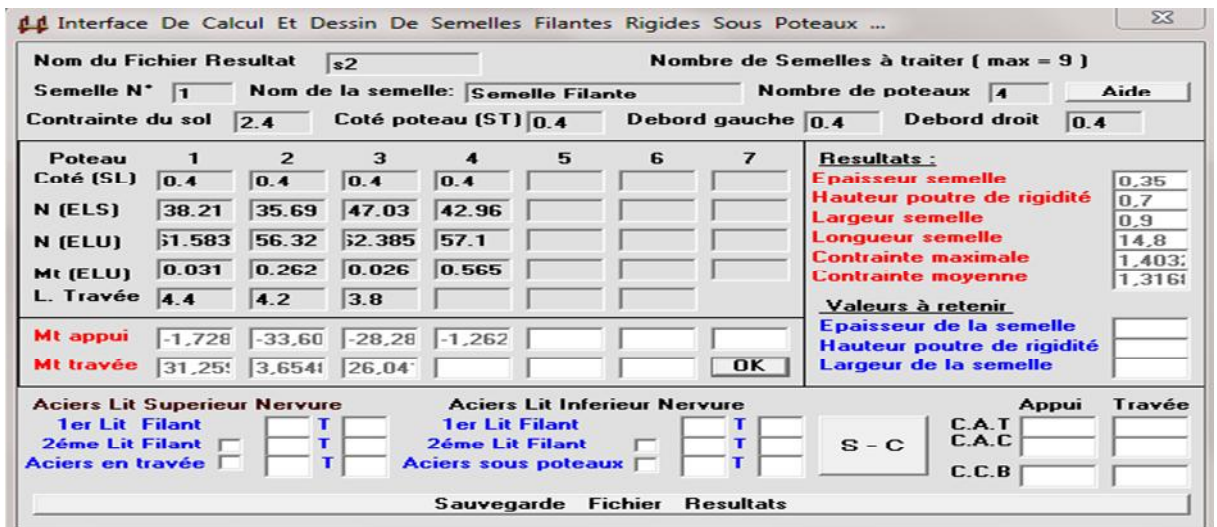
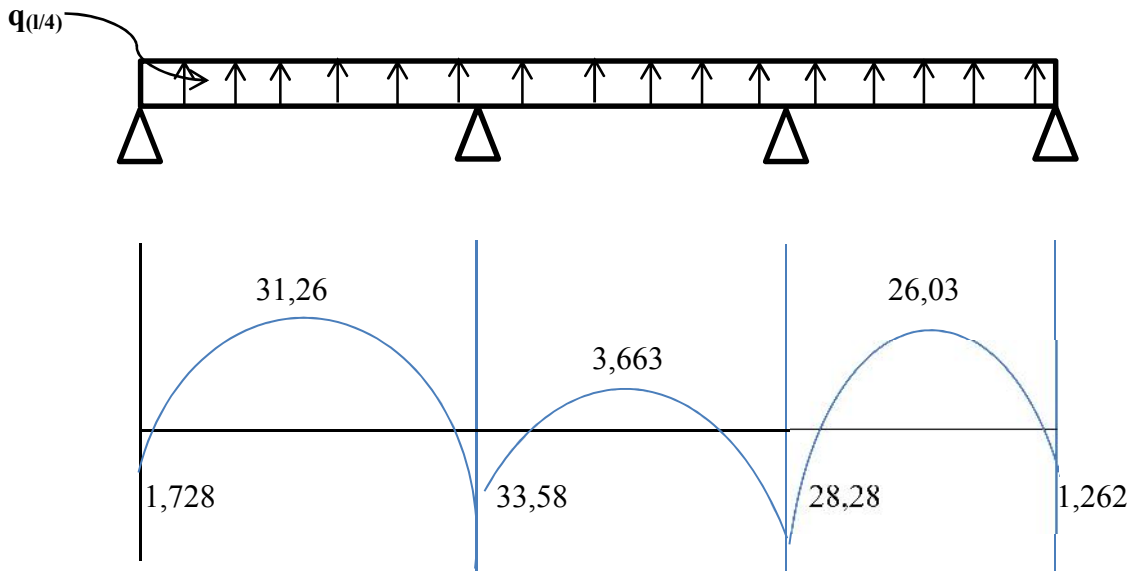


Figure : affichage des données et des résultats

➤ Les moment en travées et aux appuis :

$M_{appuis} (t.m)$	1.728	33.58	28.28	1.262
$M_{travée} (t.m)$	-31.26	-3.663	-26.03	/

❖ Diagramme des moments :



➤ Détermination des sections d'armatures :

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait avec les moments max aux appuis et en travée

$$M_t^{max} = 31.26 \text{ (t.m)}$$

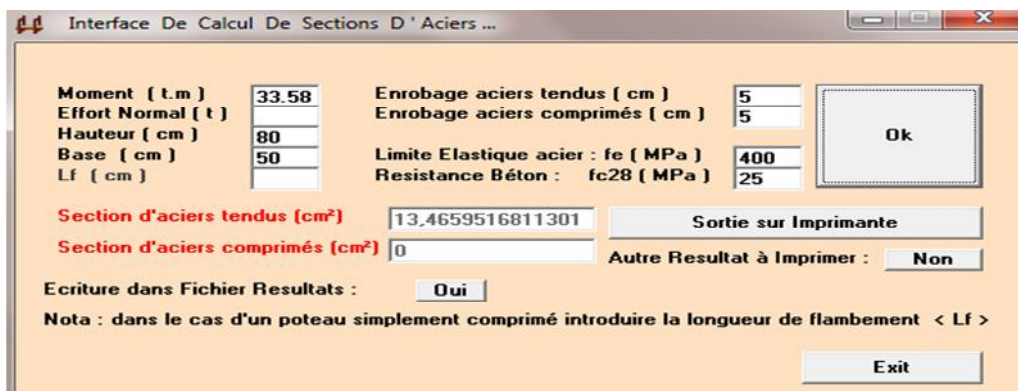
$$M_a^{max} = 33.58 \text{ (t.m)}$$

Pour le ferrailage, on utilise le même logiciel. Avec :

Hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

Base : $b_p = 50 \text{ cm}$

❖ Aux appuis :



❖ En travée :

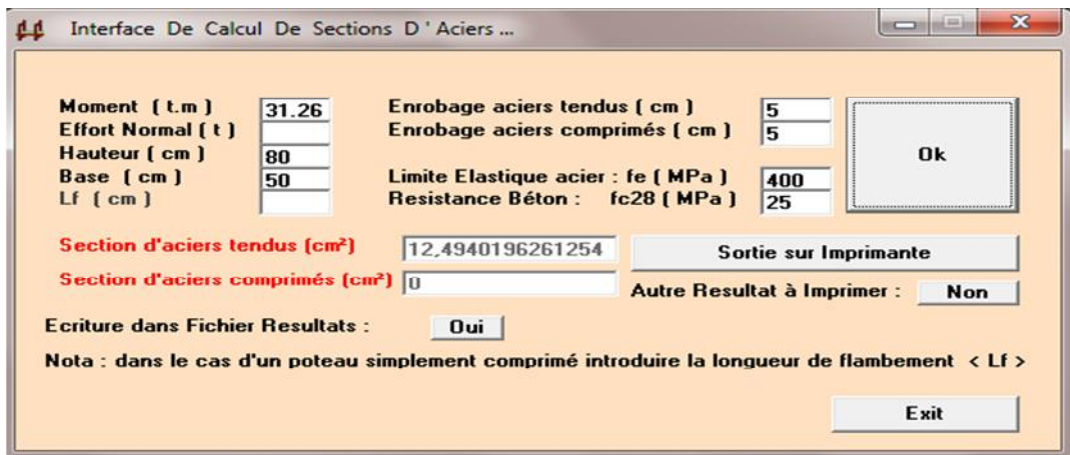


Figure : Interface de calcul de section d'acier.

❖ Les résultats :

Section d'acier en travée : $A_{stravée} = 12.49 \text{ cm}^2$

Section d'acier aux appuis : $A_{sapp} = 13.46 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des armatures :

- Aux appuis :

A_s	Choix des barres	Section adoptée
13.46	4HA16+4HA14	14,2

- En travée :

A_s	Choix des barres	Section adoptée
12.49	4HA16+4HA12	12,56

➤ Calcul des armatures transversales :

Diamètre (BAEL 91 modifier 99/Art A.7.2.2) :

$$\min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \min \right\}$$

b, h : Les dimensions de la section de la poutre de rigidité.

$$\min \left\{ \frac{800}{35}; \frac{500}{10}; 12 \right\} = \min \{ 22.85; 50; 12 \text{ mm} \}$$

12mm.

Donc le choix adopté est le suivant : HA10

Soit 4HA10 dont $A_t = 3.14cm^2$

- **Espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le BAEL 91/Art A.5.1.22 :

$$S_t = \min\{0.9d; 40cm; 15\}$$

Ainsi que, le RPA 2003 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

- **Zone nodale :**

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12; 30cm\right\}; \text{ l'étendue de la zone nodale : } l=2h$$

- **Zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2}$$

Selon le BAEL 91 :

$$S_t = \min\{67.5; 40cm; 18\}$$

On adopte un espacement de : $S_t = 15cm$

Selon le RPA 2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t = \min\left\{\frac{80}{4}; 14.4; 30cm\right\}; \text{ l'étendue de la zone nodale : } l=2h$$

L'espacement adopté est : $S_t = 10cm$

L'étendue de la zone nodale : $l = 2 \times 80 = 160cm$

- **Zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40cm$$

On adopte un espacement de $S_t = 15cm$

3. Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :

Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{traverse} = 12,49 > A_{min} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{appui} = 13,46 > A_{min} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \left| \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right| = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{92,42 \times 4,8}{2} = 221,808 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{221,808}{50 \times 75} = 0.063 < 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérfications à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art B.6.5,1 de BAEL 91) :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

La contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 170,7 \text{ KN.m et } A_a = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db_o} = \frac{100 \times 12,56}{50 \times 75} = 0,333 \rightarrow K_1 = 40,56 \text{ et } \beta_1 = 0,910$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d \cdot \beta_1 \cdot A_s} = \frac{170,7 \times 10^3}{0,910 \times 0,75 \times 12,56 \times 10^{-4}} = 199,13 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,3}{40,56} = 4,91 \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 186,43 \text{ KN.m et } A_a = 14,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times 14,2}{50 \times 75} = 0,379 \rightarrow K_2 = 37,63 \text{ et } \beta_2 = 0,905$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{d \cdot \beta_2 \cdot A_s} = \frac{186,43 \times 10^3}{0,905 \times 0,75 \times 14,2 \times 10^{-4}} = 193,42 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{193,42}{37,63} = 5,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites.

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Ondoit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_s \quad \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$n = 1,6 \quad \overline{\sigma}_s = (266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_s = 193,42 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_s = 199,13 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

c) **Ferraillage des longrines :**

➤ **Rôles des longrines :**

Les longrines servent de chaînage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \quad 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

: Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

- Site S₂
 - Zone IIa
- } = 15, selon le RPA 2003

➤ **Dimensionnement de la longrine (Art 10.1.1.b de RPA 2003) :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25x30cm (Site 2).

1. Ferraillage des longrines :

On ferraillera une longrine soumise à l'effort normal (N) le plus défavorable et nous adopterons le même ferraillage pour toutes les longrines.

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$N_{max} = 899 \text{ kn}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} \quad \text{Avec } F = \frac{N_{max}}{\alpha} = \frac{899}{15} = 59,93 \text{ kn} > 20 \text{ kn}$$

$$A = \frac{59,93}{348 \times 10^3} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum selon le RPA99 doit être de 0,6% de la section transversale de la longrine.

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section de ferraillage de : A = 4HA14 = 6,16 cm²

➤ **Les armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \min\left\{\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14\right\}\right\}$$

$$\min\left\{\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14\right\}$$

$$\min\{8,57; 25; 14\}$$

Soit : $\phi = 8mm$

On prend un cadre en HA8.

➤ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA99, l'espacement entre les cadres doit être :

$$e = \min(20; 15)$$

$e = \min(20; 21)$ On opte pour un espacement de : $e = 15cm$

B. Semelle filantes sous voiles :

Selon le BAEL91 le ferrailage se fera à l'ELU :

a) Dimensionnement à l'ELS :

➤ La largeur :

$$N_s = 634,4K ; L = 2,7 m ; \overline{\sigma_{sol}} = 240 Kn/m^2$$

$$B = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}} \cdot L} = \frac{634,4}{240 \times 2,7} = 0,979 m$$

Soit : $B = 1,10 m$ (on arrondit la largeur de la semelle à 1,10 m pour tenir compte éventuellement du poids propre de la semelle).

➤ **Vérification :**

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G_s}{B \cdot L}$$

b) Condition de rigidité :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \quad \frac{110 - 20}{4} \leq d \leq 110 - 20 \quad 22,5 \leq d \leq 90cm$$

On prend $d = 35 cm$ d'où $h = 35 + 5 = 40 cm$

$$\longrightarrow G_s = 25 \times 0,4 \times 1,1 \times 2,7 = 29,7 Kn$$

Donc :

$$\sigma_{sol} = \frac{634,4 + 29,7}{1,1 \times 2,7} = 223,60 \text{ Kn/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 240 \text{ Kn/m}^2$$

c) **Ferraillage de la semelle :**

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8B} \text{ Avec } N_u = 807,39$$

$$M_u = \frac{807,39(1,1 - 0,2)}{8 \times 1,1} = 82,57 \text{ Kn.m}$$

$$\longrightarrow A_{ust} = \frac{M_u}{0,9d\sigma_{st}} = \frac{82,57 \times 10^4}{0,9 \times 350 \times 348} = 7,53 \text{ cm}^2/ml$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre : A_r = 6HA10 = 4,71 cm²

➤ **Ancrage des barres :**

$$\begin{cases} f_{c28} \\ f_e 400 \end{cases} \frac{L_s}{4} = 35,3 \text{ cm} \quad L_s = 35,3 \text{ 'max}$$

$$L_s = 35,3 \times 1,4 = 49,42$$

$$\text{On prend } L_s = 50 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et seront munis de crochets.

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{L}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1,1}{4} \times \frac{400}{2,835} = 38,80 \text{ cm}$$

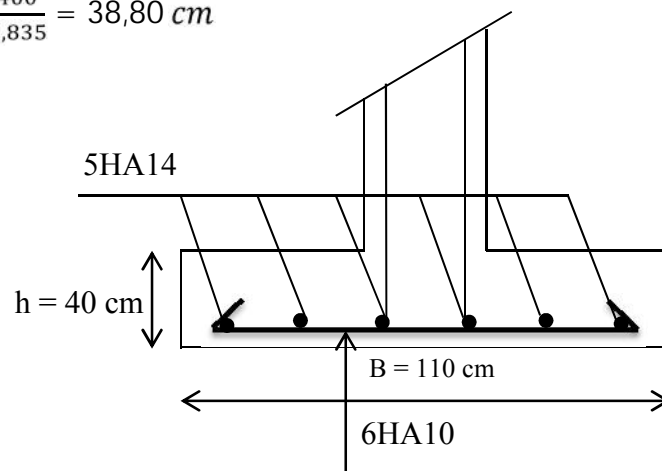


Schéma de ferraillage de la semelle filante sous voile.

Conclusion :❖ **Semelles filantes sous poteaux**➤ **La semelle :****Dimensionnement :**

La hauteur : $h_s = 40\text{cm}$

La largeur : $B = 110\text{cm}$

Ferrailage :

Armature longitudinales :

$5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 10cm

$5\text{HA}10 = 3,39 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

Poutre de rigidité :**Dimensionnement :**

La hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

La largeur : $b_p = 50 \text{ cm}$

Ferrailage :

Armature longitudinales :

Aux appuis

$4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,2 \text{ cm}^2$

En travées :

$4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 12,56 \text{ cm}^2$

Armature transversales :

$4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Avec :

Un espacement de 10 cm en zone nodale.

Un espacement de 15 cm en zone courante.

❖ Semelles filantes sous voile**➤ La semelle :****Dimensionnement :**

La hauteur : $h_s = 40\text{cm}$

La largeur : $B = 110\text{cm}$

Ferraillage :

Armature longitudinales :

5HA14 = $7,70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 10cm

6HA10 = $4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

CONCLUSION

L'étude de ce projet de construction nous permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

Les difficultés rencontrées lors de l'élaboration de ce travail, nous ont permis une consultation d'une manière continue de plusieurs ouvrages, thèse et règlement en vigueur, par conséquent il nous ont permis d'approfondir nos connaissances et de conclure que la construction d'un ouvrage en Génie Civil est établie sur la base de trois critères à savoir :

- ▶ La Résistance.
- ▶ La Durabilité.
- ▶ L'économie.

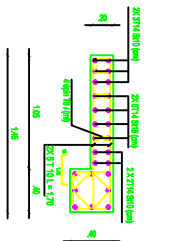
Le critère de l'économie est généralement associé aux choix des sections de béton et d'armatures des éléments résistant de l'ouvrage dans le respect des sections minimales requises par le RPA99 et le BAEL91.

BIBLIOGRAPHIE

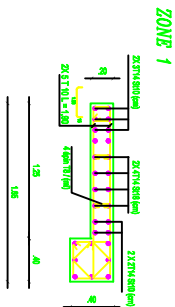
- BAEL 91 (Edition EYROLLES 1996)
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)
- Cours de Béton Armé IUP GCI 3 option OS année 2004/05.
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul des ouvrages en Béton Armé par Mr BELAZOUGUI.
- Conception et calcul des structures de bâtiment par Mr Henry THONIE.
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.

PERFILAGE DES VOILES LONGITUDINAUX ECH 1/200

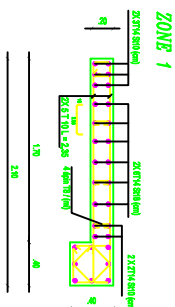
VL 5, VL 6



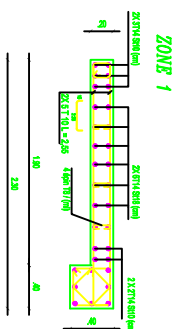
VL 1, VL 2



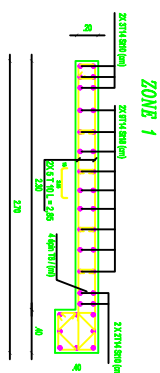
VL 3, VL 4



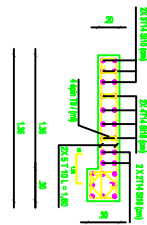
VL 7, VL 8



VT 1, VT 2, VT 3, VT 4



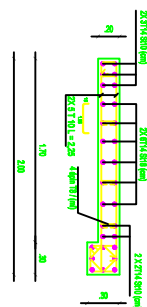
ZONE 2



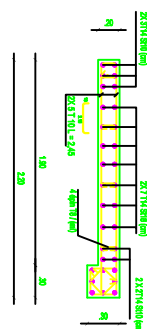
ZONE 2



ZONE 2



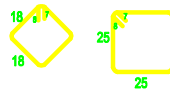
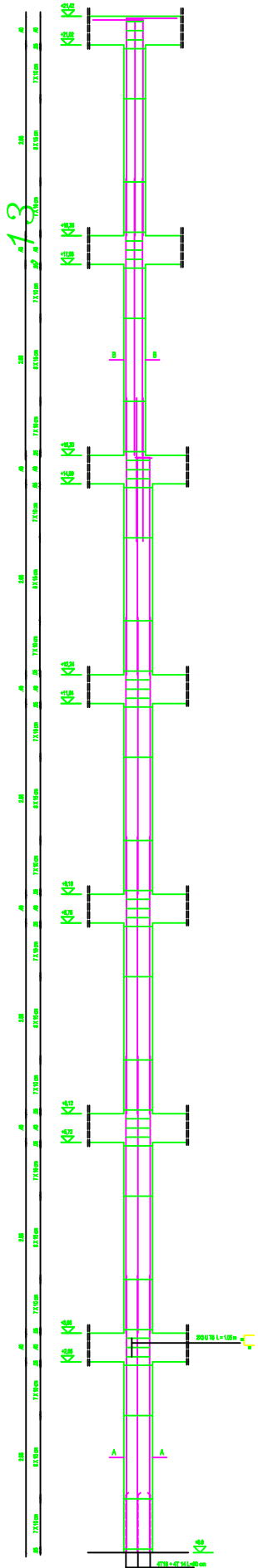
ZONE 2



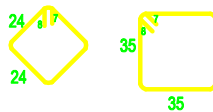
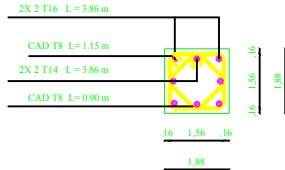
ZONE 2



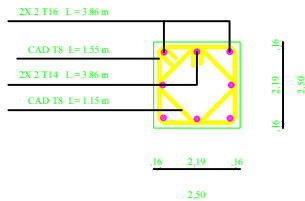
FERRAILLAGE POTEAUX "A1.04" TCE2/1/20



COUPE B-B ECH:1/20è

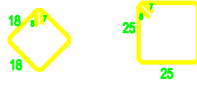
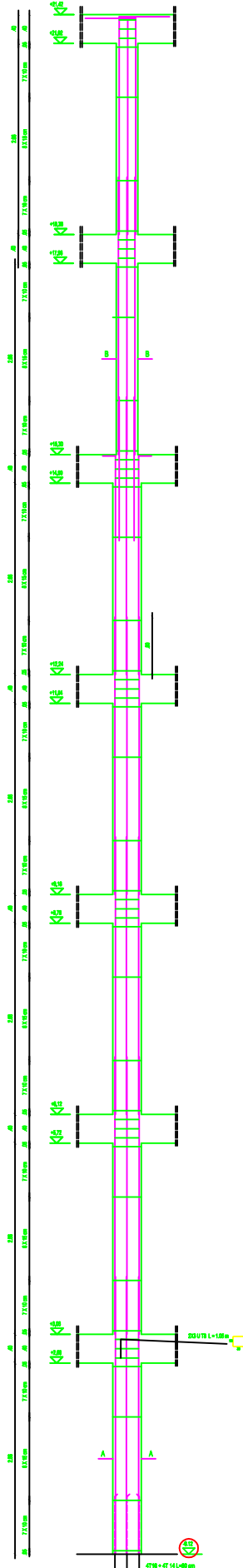


COUPE A-A ECH:1/20è

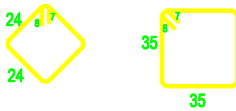
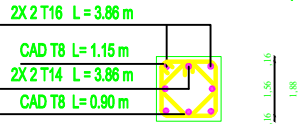


République Algérienne Démocratique et Populaire Université Hououed Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: OUAZZI D OUHAMOUCHE A	Plan de ferrailage des poteaux de rive	Echelle: 1/50 Promotion 2013/2014

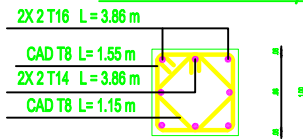
FERRAILLAGE POTEAUX "PLAN" ECH:1/20



COUPE B-B ECH:1/20

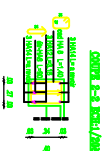
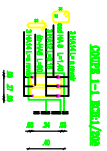
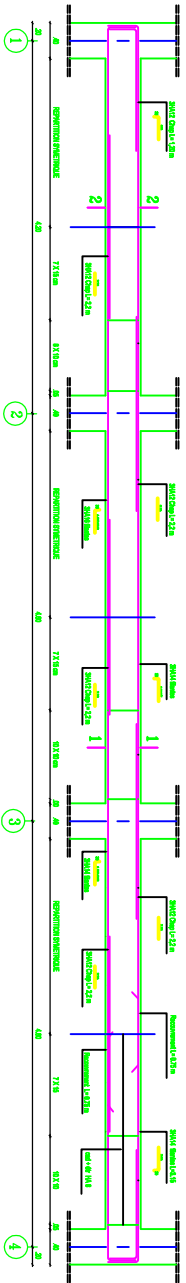


COUPE A-A ECH:1/20

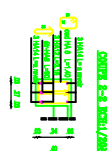
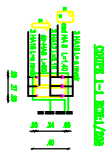
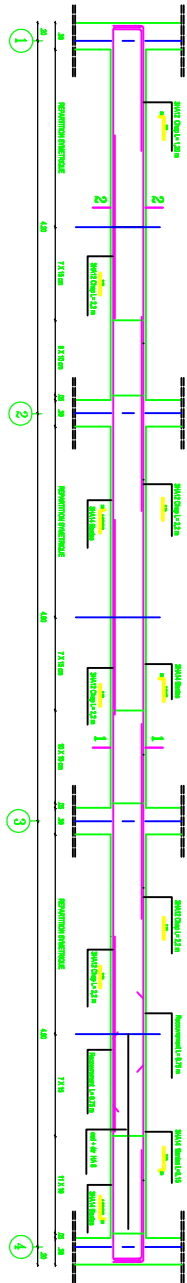


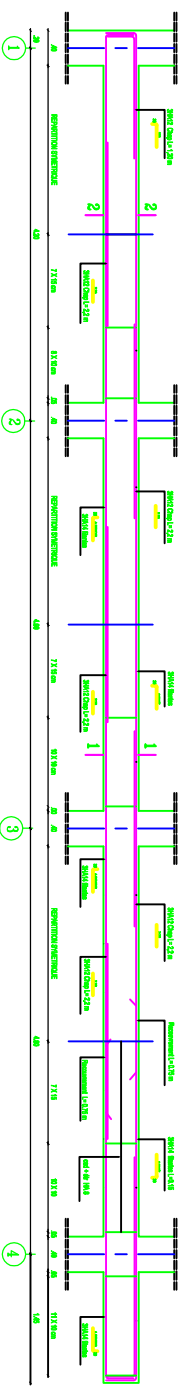
République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: OUAZZI D OUHAMOUCHE A	Plan de ferrailage des poteaux intermédiaires	Echelle: 1/50 Promotion 2013/2014
Dessiné par: [Signature] Vérifié par: [Signature]		

PROFILUL SCHEMATIC AL CĂMINULUI NR. 1/200

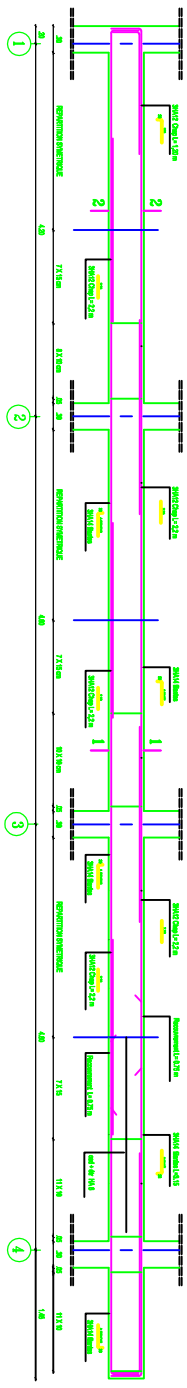
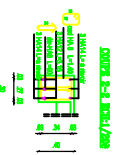
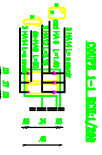


PROFILUL SCHEMATIC AL CĂMINULUI NR. 2/200





REINFORZAMENTO DE COLUNA DE 15x15cm - 20x20cm



REINFORZAMENTO DE COLUNA DE 15x15cm - 20x20cm

