

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'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

Thème:

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation
et service contreventé par voiles
(Modélisé avec ETABS V 9.7)*



Etudié par:
M^{elle} : MOKHEBI Dalila
M^{elle} : BELKACEMI Farida

Dirigé par:
M^{me} : SMAHI .R

Promotion:2018/2019.

The image shows a decorative card with a floral border. The card is placed on a wooden surface. There are purple flowers at the top and yellow and white flowers at the bottom. The card has a decorative border with colorful floral patterns in blue, yellow, red, and green. The text on the card is in French and is centered. The title 'Remerciement' is in a blue serif font. The text below is in a black serif font, with some words in italics. The card is slightly tilted to the right.

Remerciement

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu
Le tout puissant, qui nous a donné la force et
la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier Notre
promotrice Mme SMAHI.R, pour sa disponibilité,
ses précieux conseils, son aide et sa patience tout au
long de notre travail.*

*Nous remercions profondément nos chers
parents pour leur soutien et leur disponibilité.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à
toutes les personnes confort, que ce soit de près
ou de loin.*

*Enfin, nous remercions les membres du jury qui
nous feront l'honneur de juger notre travail.*

Dédicace

Je dédie se modeste travail à :

✓ *A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*

✓ *Amon très chère amour MASSINISSA qui ma toujours aidé et encouragé.*

✓ *A mes très chers frères DJAMEL ; MADJID ; AZIZ ; MOURAD*

✓ *A ma très chère sœur NADIA*

✓ *A ma chère binôme FARIDA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

✓ *A tous les étudiants (es) de la promotion 2018/2019*

Dalila



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *A mon très chère frère MALIK et sa femme SAFIA et son fils ISLAM.*
- ✓ *A mon très chère frère DJAMEL*
- ✓ *A ma très chère sœur RAZIKA et son mari ZOUBIR*
- ✓ *A ma chère binôme DALILA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
- ✓ *A tous les étudiants (es) de la promotion 2018/2019*

Farida

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....page 01

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.....page 10

Chapitre III: Calcul des éléments:

1-plancher.....page 23

2-Acrotère.....page 41

3-balcon.....page 47

4-Escalier.....page 51

5-Poutre brisée.....page 71

6-Salle machine.....page 80

Chapitre IV: Modélisation de la structurepage 88

Chapitre V: Vérification des conditions de RPA.....page 99

Chapitre VI: ferrailage des éléments principaux:

1-Ferrailage des poteaux.....page 111

2-Ferrailage des poutres.....page 119

3-Ferrailage des voiles.....page 128

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.....page 137

Bibliographie

Conclusion générale

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 contreventé par voile à étages identiques implanté à la wilaya de tizi ouzou dont la contrainte admissible est 2,3bars , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

Introduction:

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les caractéristiques principales des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I-1-Présentation de l'ouvrage:

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation et service, qui sera implantée à tizi-ouzou qui est classée selon le RPA 99, modifié en 2003 (**règlement parasismique algérien**) comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

La structure est composée:

- D'un rez de chaussée (RDC) à usage de service.
- 08 étages à usages d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I-2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:**✓ Dimension en élévation:**

- Hauteur de RDC.....h=4.08 m
- Hauteur d'étage courant (1ère au 8ème étage).....h=3.06 m
- Hauteur de l'acrotère.....h=0.60 m
- Hauteur totale de la structure (sans l'acrotère).....h=28.56 m
- Hauteur totale de la structure(avec l'acrotère).....h= 29.16 m

✓ Dimension en plan:

- La longueur totale du bâtiment.....Long =22.50 m.
- La largeur totale du bâtiment.....Larg =18.80 m..

I-3-Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements :

- ✓ BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- ✓ RPA99 modifié 2003 (règlement parasismique algérien)
- ✓ DTR (document technique réglementaire)

I-4- Les éléments de la structure :**1-Plancher:**

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement, supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- ✓ Plancher en dalle pleine sont prévus dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

2- Maçonnerie :

- ✓ **Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).
- ✓ **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

3-Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment pour les murs de façade .
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eau et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers .

4- Acrotère :

L'acrotère est ce petit muret qui prolonge verticalement une façade au-dessus du niveau du toit. Bien que l'acrotère puisse être considéré comme un garde-corps de sécurité.

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place .

5-Escaliers:

Les escaliers sont constitués d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

6-L'ascenseur:

Est un élément mécanique qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériel.

7-Balcon :

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

8- les voiles:

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

I-5-Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception ,et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91,ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

I.5.1. Béton :**a)Généralités:**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable,gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

b) Résistance caractéristique à la compression:

le béton est définie par sa résistance caractéristique à la compression à **28 jours** d'âge noté f_{c28} , Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton **d'âge ≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art 2-1- 11 BAEL 91**).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Dans les calculs de notre ouvrage ,nous adopterons une valeur de $f_{c28}=25$ MPa.

c) Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à **j** jours, notés f_{t_j} , donnée par la formule suivante : **.(BAEL91/A.2.1 .12)**

$$f_{t_j} = 0.6+0.06 f_{c_j}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa \longrightarrow on aura $f_{t28} = 2.1$ MPa.

d) La contrainte limites du béton:**-Etat limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses element est strictement vérifiée.

Il existe deux états limites different l'ELU et l'ELS.

1-Etat limite ultime ELU:

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure ,son dépassement va entrainer la ruine de l'ouvrage.

il y'a 3 états limites:

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme :flambement.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ (MPa)} \quad \text{(Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité a pour valeurs:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ pour la situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures,} \\ \theta=0.9 \text{ pour } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta=0.85 \text{ pour } t \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$ \longrightarrow on aura $f_{bu} = 14.2$ Mpa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$ \longrightarrow on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa

➤ **Contrainte de déformation du béton à l'ELU:**

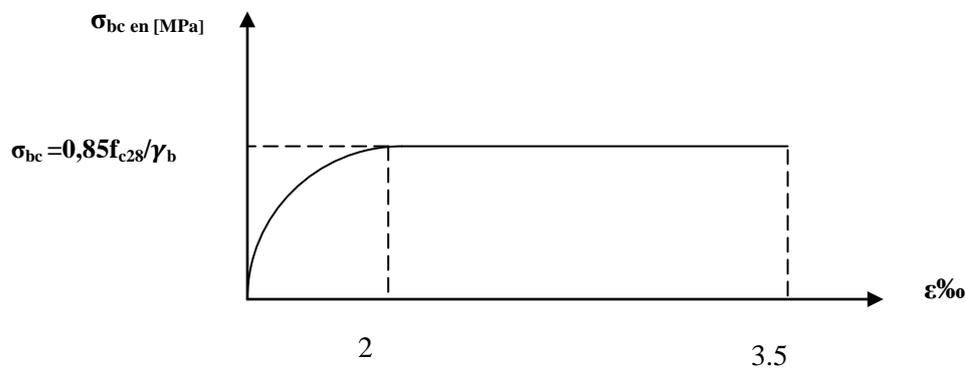


Figure I-1-Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

2-Etat limite de service ELS:

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 limite :

- Etat limite d'ouverture des fissure.
- Etat limite de deformation fleche maximale
- Etat limite de compression du béton.

La contrainte de compression a l'ELS est égale à:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{(BAEL 91 modifiée 99 /Art A.4.5, 2)}$$

Pour $f_{c28}=25$ MPa on aura $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

➤ **Contrainte deformation du béton à l' ELS:**

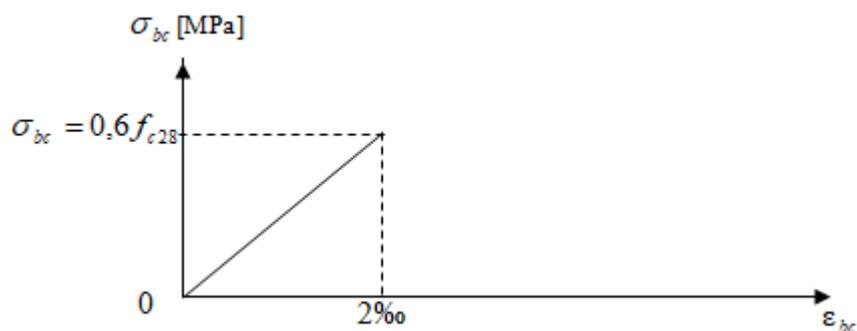


Figure I-2-Diagramme- déformation du béton à l'ELS.

-Contrainte limite de cisaillement:

$$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] \longrightarrow \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\text{D'ou } ; \tau_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] \longrightarrow \text{pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\text{D'ou } \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

-Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée, selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale du béton:**

Module de déformation E_{ij} à l'âge de jour j , est en fonction d'application des charges on distingue:

a) **Module d'élasticité instantanée :**

sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{.(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

b) **Module d'élasticité différée :**

on l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage**; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (\text{MPa})$$

➤ **Module de déformation transversale:**

La valeur de déformation transversale est donnée par:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{en MPa. (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3)}$$

ν : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

❖ **Coefficient de poisson:**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu=0.2$ à l'état limite de service.

$\nu=0$ à l'état limite ultime.

I-5-2-Les aciers:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

➤ Caractéristique des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1

Tableau 1: Caractéristique des aciers.

Module d'élasticité longitudinale: Art (A.2.2,1 BAEL 91).

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa

➤ **Contraintes limites des aciers a l' ELU: Art (A.4.3,2 BAEL 91).**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: f_e : la nuance des aciers.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers telque : $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :**

fissuration, le BAEL91 a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) $\bar{\sigma}_s = f_e$

• **Fissurations préjudiciables: Art. (A.4.5, 33 BAEL91)**

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

• **Fissurations très préjudiciables: Art. (A.4.5, 34 BAEL91)**

Dans ce cas là :

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

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta= 1.3$ pour les HA $<6\text{mm}$

$\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

-Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

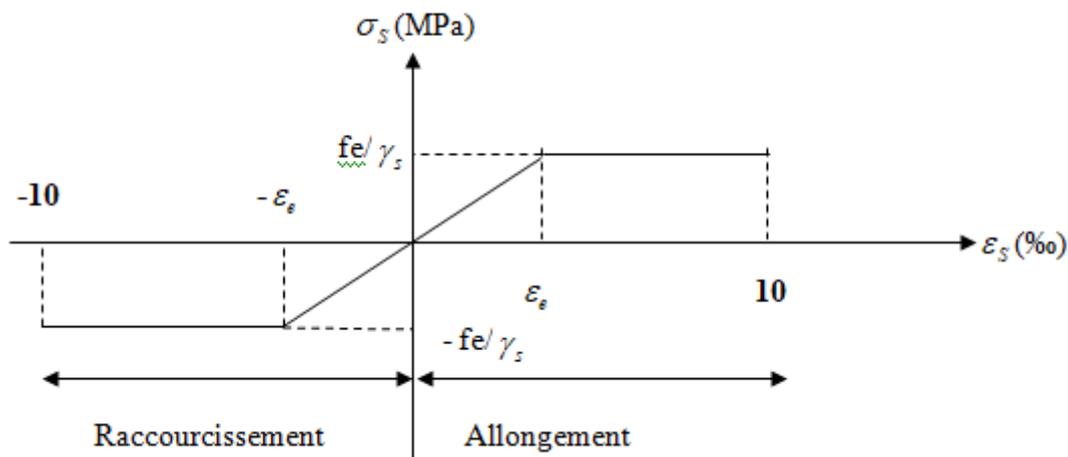


Figure I-3-diagramme contrainte déformation**I-6-Protection des armatures :**

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

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différentes éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93, BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II-1-- Planchers en corps creux :**II-1-1- Pré dimensionnement :****-Corps creux et dalle de compression :**

Les planchers sont constitués d’une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4).}$$

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

h_t : épaisseur de la dalle de compression+corps creux.

Le RPA exige :

$\min(b,h) \geq 25$ cm en zone IIa : On prend $\min = 30$ cm

On a : $L_{max} = 440 - 30 = 410$ cm

Par suite :

$$ht \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour un plancher de $h_t = 20$ cm ; soit un plancher de (16+4) cm ; 16cm pour les corps creux et 4 cm pour l’épaisseur de la dalle de compression).

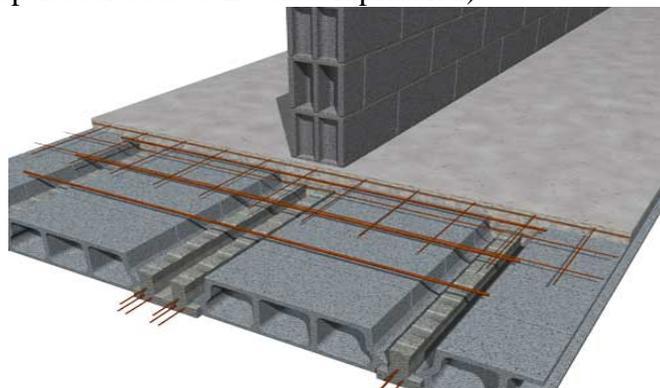
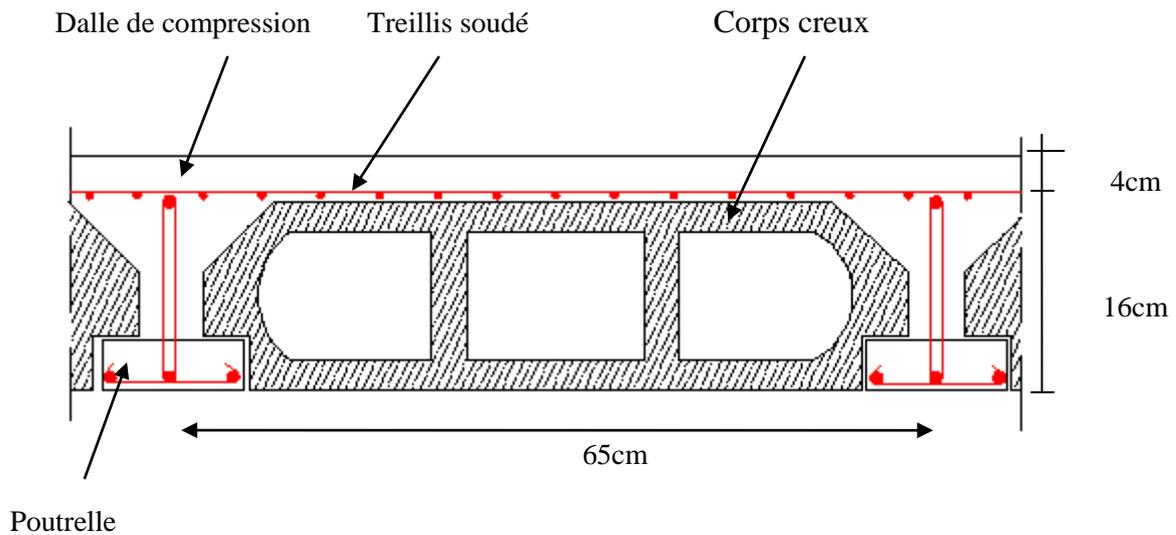


Figure II-1 : Plancher en corps creux.



FigII-2 : Coupe d'un plancher en corps creux

II--1-2-Détermination des charges et surcharge :

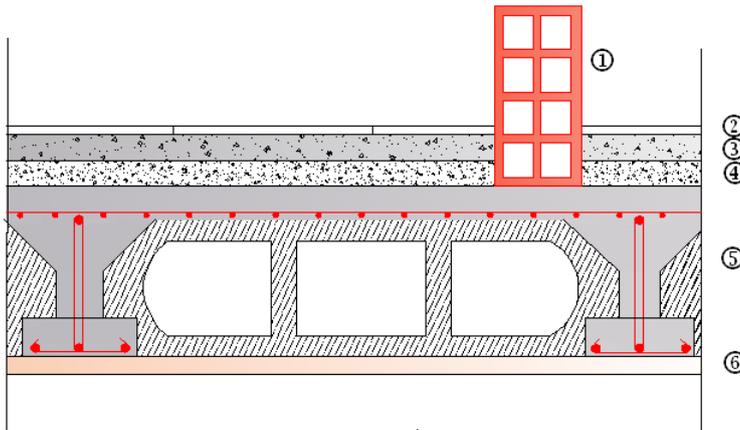
- **Charges permanentes :**

a)Plancher terrasse :(inaccessible)

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	20	1,00	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
La charge permanente: G (KN/m ²)=			5,83	

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.

b)plancher d'étage courant :



FigII-3 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Cloison en briques creuses	0.10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
3	Mortier de pose	0.03	20	0,60
4	Couche de sable	0.03	22	0,66
5	Plancher en corps creux	0.20	14	2,8
6	Enduit plâtre	0.02	10	0,20
La charge permanente : $G (KN/m^2) =$				5.56

Tableau II-2 : Charge permanent de l'étage courant.

• **Surcharge d'exploitation :**

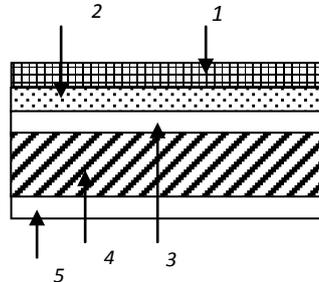
<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m²)</u>
Plancher étage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC (service)	2.5
Plancher terrasse inaccessible.	1

Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.

II-2- Dalle Pleine :

II-2-1-Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

a) **Balcon :**



FigII-4 : coupe verticale de la dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1) Carrelage.	0,02	22	0,44
2) Mortier de pose.	0,02	22	0,44
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36
4) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
5) Enduit de ciment.	0,015	22	0,33
La charge permanent G (KN/m²) =			5,32
La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) =3.5			

Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.

II-3 -L'acrotère :

II-3-1- Pré-dimensionnement :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S=(0.6 \times 0.1)+(0.03 \times 0.1 / 2)+(0.07 \times 0.1) =0.0685 \text{ m}^2$$

II-3-2 Détermination des charges et surcharges :

-Charge permanente : $G_{ac}=0,0685 \times 25= 1.7125 \text{ KN/ml}$

-Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

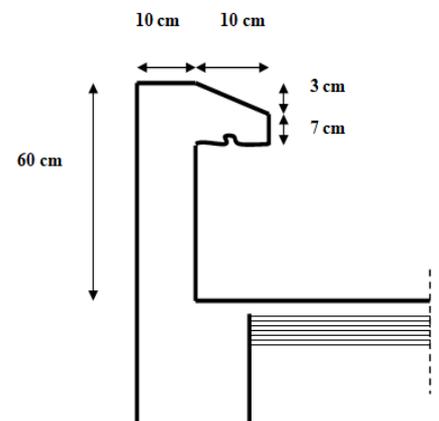


Fig-II-5-coupe verticale de l'acrotère

II-4- les murs :

II-4-1- Pré-dimensionnement :

Murs extérieurs : (10cm+5+10cm).

Murs intérieurs : (10cm).



Figure II.6: Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

II-4-2- Détermination des charges :

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,10	09	0.9	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,10	09	0.9	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			2.36	

Tableau II-6: charge des différents éléments constituant le mur extérieur

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
2) Briques creuses	0,10	09	0.90	
3) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			1,30	

Tableau II-7 : Charges des différents éléments constituant le mur intérieur.

II-5- Poutres :

II-5-1- Pré-dimensionnement :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement s’effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

<u>Selon les règles BAEL 91 :(Art.4.14)</u>	<u>Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)</u>
<p>✓ <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u></p> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <p>✓ <u>La largeur b de la poutre doit être :</u></p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p><u>Avec :</u> L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<ul style="list-style-type: none"> • <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> $h \geq 30cm.$ • <u>La largeur b de la poutre doit être :</u> $b \geq 20cm$ • <u>Le rapport hauteur largeur doit être :</u> $\frac{h}{b} \leq 4$

II-5-1-Poutres porteuses :

Ce sont les poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L_{max} = 440 - 30 = 410cm$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40cm}$$

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

II-5-2-Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

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

II-5-3-Vérification des conditions exigées par le RPA :

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

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

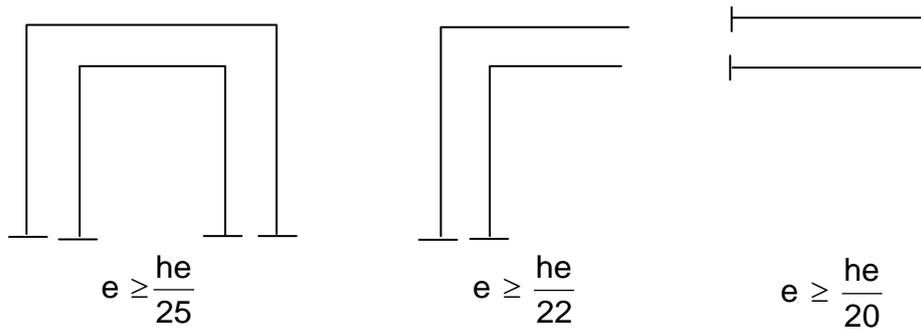
II-6-Les Voiles :

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

II-6-1- Pré dimensionnement :

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

. (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)



FigII-7 :coupe des voiles en plan

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm donc : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3$ cm

Pour le RDC: $h_e = 408 - 20 = 388$ cm donc : $e \geq \frac{388}{20} = 19.4$ cm

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

-Largeur minimale du voile :

La largeur minimale L du voile devra satisfaire la condition $L \geq L_{\min} = 4e$.

(l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003)

II-7-Poteaux :

II-7-1- Pré-dimensionnement :

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

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$,

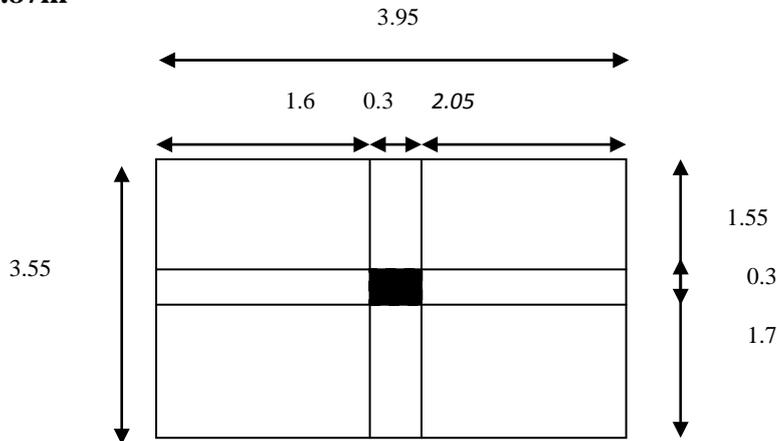
avec $\bar{\sigma}_{bc}$ contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa. ($0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$)

II-7-2-Descente de charge :**a)Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S = S1+S2+S3+S4=(1.6 \times 1.55)+(2.05 \times 1.55)+(1.6 \times 1.7)+(2.05 \times 1.7)$$

$$S=11.87\text{m}^2$$



FigII-8:Surface d'influence

b)Poids propre des éléments :**- Plancher terrasse :**

$$G_t=11.87 \times 5.83= 69.20 \text{ KN.}$$

-Plancher courant :

$$G_c= 11.87 \times 5.56 =65.997\text{KN.}$$

- Poutres :**- Poutres porteuses (principale) :**

$$G_{pp}= (0.30 \times 0.4 \times 3.25)25 =9.75 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires :

$$G_{pc}= (0.30 \times 0.4 \times 3.65)25 =10.95\text{KN.}$$

$$G_p =G_{pp} +G_{pc} =20.7\text{KN.}$$

-Poids des poteaux :**-Poteaux du RDC :**

$$P_{pot}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08=9.18 \text{ KN}$$

-Poteaux d'étages :

$$P_{pot}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.06=6.885 \text{ KN}$$

c) Surcharge d'exploitation :

La surface d'influence : $S=11.87m^2$

Plancher terrasse : $Q_0=1.00 \times 11.87=11.87 \text{ KN}$

Plancher d'étages courant : $Q_1=Q_2=Q_3= \dots = Q_7=1.50 \times 11.87=17.81 \text{ KN}$

Plancher de RDC : $Q_8 = 29,68 \text{ KN}$.

d) Loi de dégression des surcharges (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est :

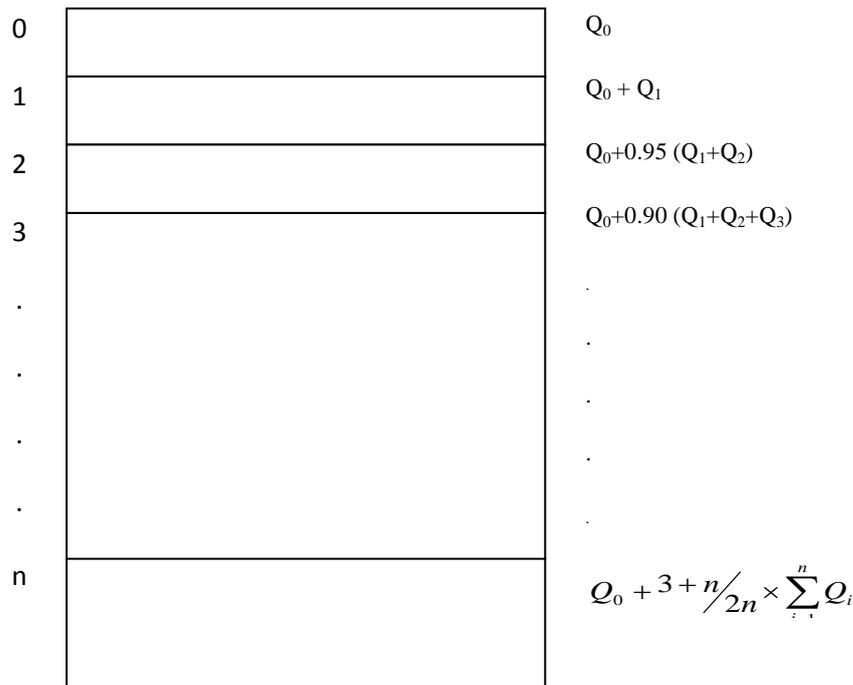
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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



On aura les sur charges Q_n suivantes :

$$Q_0 = 11.87 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 11.87 + 17.81 = 29.68 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 11.87 + 0.95 (17.81 \times 2) = 45.71 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 11.87 + 0.90 (17.81 \times 3) = 59.96 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 11.87 + 0.85 (17.81 \times 4) = 72.42 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 11.87 + 0.80 (17.81 \times 5) = 83.11 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 11.87 + 0.75 (17.81 \times 6) = 92.02 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 11.87 + 0.70 (17.81 \times 7) = 99.14 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 11.87 + 0.68 (17.81 \times 7 + 29.68) = 118.37 \text{ KN}$$

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumule}	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
8	69.20	20.7	6.885	96.76	96.76	11.87	11.87	108.63	72.42	40x40
7	65.997	20.7	6.885	93.582	190.34	17.81	29.68	220.02	146.68	40x40
6	65.997	20.7	6.885	93.582	283.92	17.81	45.71	329.63	219.75	40x40
5	65.997	20.7	6.885	93.582	377.50	17.81	59.96	437.46	291.64	45x45
4	65.997	20.7	6.885	93.582	471.08	17.81	72.42	543.50	362.33	45x45
3	65.997	20.7	6.885	93.582	564.67	17.81	83.11	647.78	431.85	45x45
2	65.997	20.7	6.885	93.582	658.25	17.81	92.02	750.27	500.18	50x50
1	65.997	20.7	6.885	93.582	751.83	17.81	99.14	850.97	567.31	50x50
RDC	65.997	20.7	9.18	95.877	847.71	29.68	118.37	966.08	644.05	50x50

II-8-Tableau récapitulatif de la descente de charge :

II-7-3- Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée cm	observation
40x40	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$	$h_e /20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq h_e /20$	$h_e /20 = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

D’où les sections des poteaux adoptées sont :

- RDC → (50x50)
- Niveau 1, 2 → (50x50)
- Niveau 3, 4, 5 → (45x45)
- Niveau 6, 7, 8 → (40x40)

II-7-4- 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.

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux

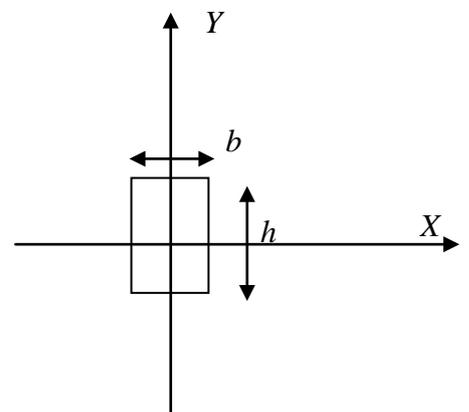
$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

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

L_0 : hauteur libre du poteau ;

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



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

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.707L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.707L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- ◆ Poteaux (40X40) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18.74 < 50$.
- ◆ Poteaux (45x45) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 16.65 < 50$.
- ◆ Poteaux (50x50) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 14.99 < 50$.
- ◆ Poteaux (50x50) : $L_0 = 4.08 \Rightarrow \lambda = 19.98 < 50$.

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

-Hauteur du plancher en corps creux : **ht=20cm**

-Epaisseur des voiles: **ep=20cm**

-Section des poutres:

- poutres principales (30×40) cm²
- poutres secondaire (30×40) cm²

-Section des poteaux:

- RDC et l'étage 1 ;2 (50x50) cm²
- L'étage 3 ;4 ;5 (45x45) cm²
- L'étage 6 ;7 ;8 (40x40) cm²

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

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

III-1-Les planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (20x20x65) cm³, avec une dalle de compression en béton armé d'épaisseur 4cm. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Poutrelle.

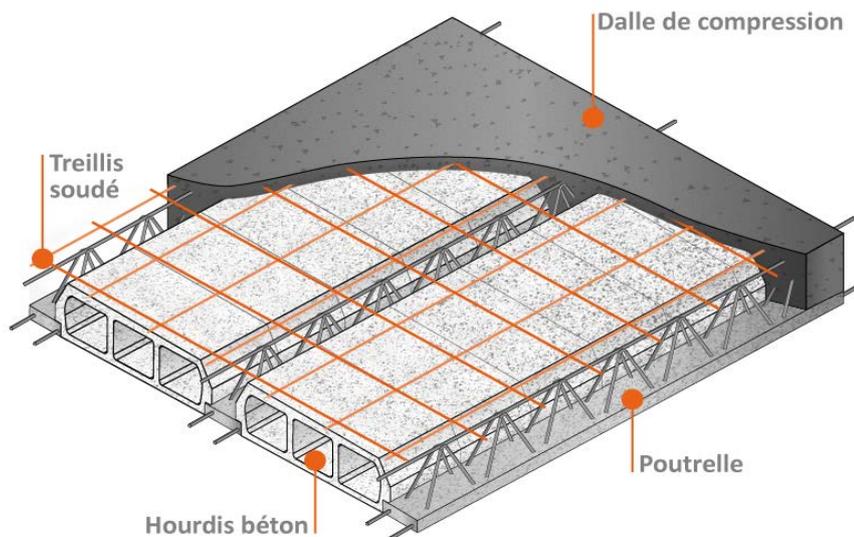


Fig III-1-1:-Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III-1-1- Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes :(BAEL91/B.6.8,423) :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles (nervures).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A^\perp) :

$$A^\perp \geq \frac{4 \times L}{F_e}$$

Avec :

- A^\perp : cm^2 par mètre linéaire.
- L : Distance entre axe des poutrelles ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$). On prend $L = 65 \text{ cm}$.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

$$A^\perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adoptera } 5\text{T}5\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles ($A //$):

$$A // \geq \frac{A^\perp}{2}$$

$$A // \geq \frac{A^\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adoptera } 5\text{T}5\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés $\Phi 5$, de nuance FeE520, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens .

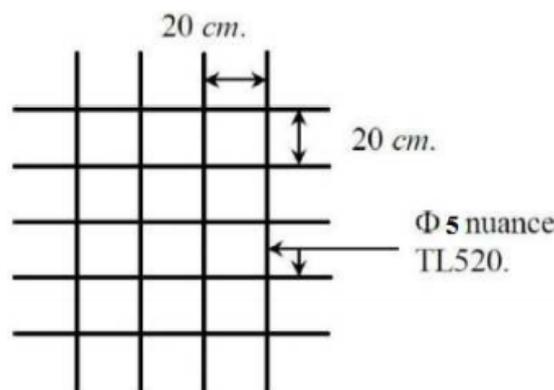


Fig III-1-2- Treillis soudé (200×200).

III-1-2- Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, Elles sont de section en T, la distance entre axe est de 65 cm, Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu (sa dimension est de 20cm). Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul ce fait en deux étapes :

-Avant le coulage de la dalle de compression.

-Après le coulage de la dalle de compression.

➤ **Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ simplement appuyée sur ses deux extrémités . Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

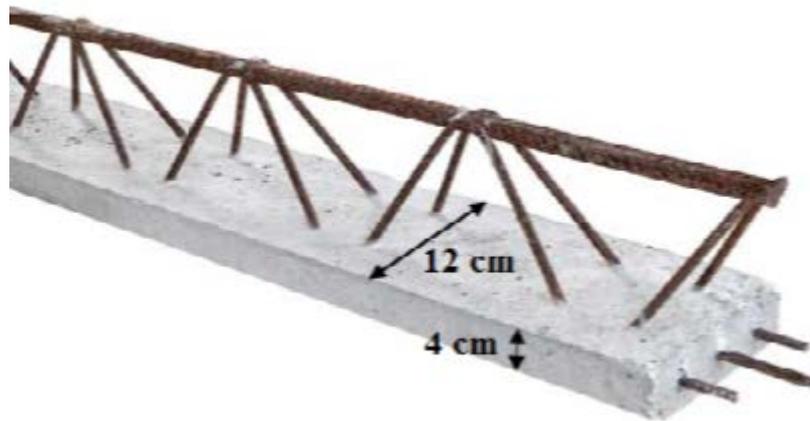
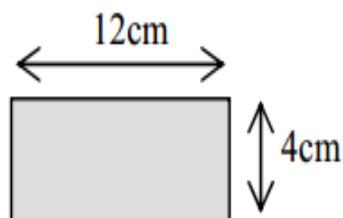


Figure-III-1-3- Image correspond à une poutrelle

a-Chargements:

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :

✓ **Poids propre de la poutrelle** : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ m]}$



- ✓ Poids du corps creux: $0,65 \times 0,95 = 0,62$ [KN/ml]
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier : 1 [KN/ml]
- ✓ Charge permanente: $G = 0,12 + 0,62 = 0,74$ [KN/ml]
- ✓ Charge d'exploitation: $Q = 1$ [KN/ml]

b-Ferraillage à l'état limite ultime ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1)$$

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

-Le moment max

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,4^2}{8} = 6,05 \text{ KN. m}$$

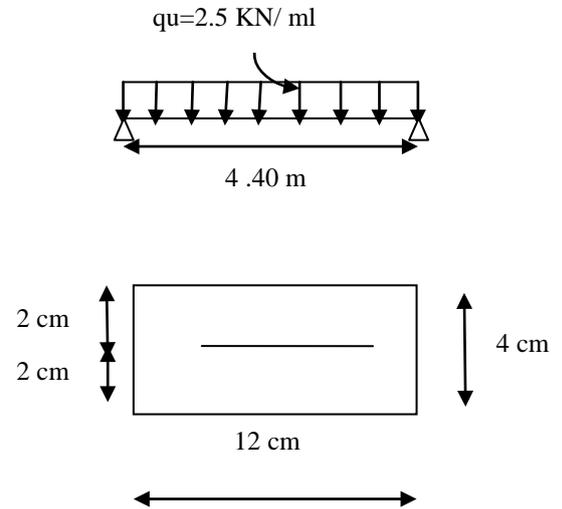
Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 8,88$$

$$\mu = 8,88 \gg \mu_c = 0,392 \longrightarrow \text{SDA}$$



Vue la faible hauteur de la poutrelle ($h = 4\text{cm}$), on ne pourra pas disposer des armatures comprimée. On prévoit alors des étais intermédiaires pour aider celle-ci à supporter les charges d'avant coulage.

➤ **Après le coulage de la dalle de compression:**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a- Dimension de la poutrelle:

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

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

Avec:

- L : longueur libre entre nus d'appuis (440cm).
- L' : Longueur libre entre axe des poutrelles (65cm).
- b0: Largeur de la poutrelle (12cm).
- h0: Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

- b_1 : La largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{440}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = \text{Min}(44; 26.5) = 26.5 \text{ cm}$$

- ❖ b : Largeur de la table de compression avec :

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

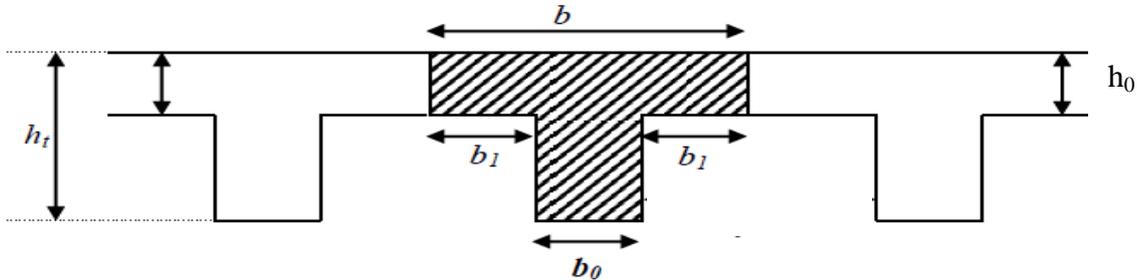


Fig III-1-4-Coupe vertical d'une poutrelle.

b-Charges permanentes et les charges d'exploitations :

➤ **Poids propre du plancher de :**

-Étage courant..... $G=5.56 \times 0.65=3.614 \text{ KN/ml}$.

-La terrasse..... $G=5.83 \times 0.65=3.79 \text{ KN/b}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

-Étage de service..... $Q=2,5 \times 0,65=1.625 \text{ KN/ml}$.

-Étage courants a usage d'habitation..... $Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{ KN/ml}$.

-Terrasse non accessible..... $Q=1 \times 0.65=0.65 \text{ KN/ml}$.

c-Combinaison de charges :

➤ **Plancher étage de service :**

- A L'ELU: $q_u=1,35G+1,5Q = (1,35 \times 3.614) + (1,5 \times 1.625)=7.32 \text{ KN/ml}$.

-A L'ELS: $q_s=G+Q=3.614+1.625=5.239 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courants a usage d'habitation :**

-A L'ELU: $q_u=1,35G+1,5Q = (1,35 \times 3.614) + (1,5 \times 0.975)=6.34 \text{ KN/ml}$

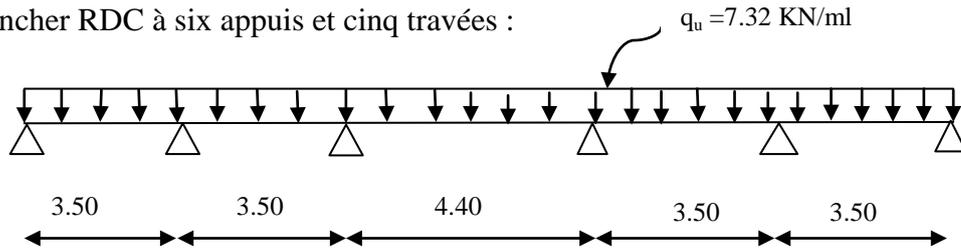
-A L'ELS: $q_s=G+Q=3,614+0.975=4.589 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

Vu la différence des surcharges entre le RDC et les autre étages on effectuera le calcul pour le cas **plus défavorable**, pour notre structure c'est le Plancher RDC.

✚ Etude Plancher RDC :

Le Plancher RDC à six appuis et cinq travées :



-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire.**
- **Méthode des trois moments.**
- **Méthode de Caquot.**

-Choix de la méthode de calcul :

Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est ou plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 c'est-à-dire : $Q \leq \min \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$.

- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- $2G = 2 \times 5.56 = 11.12 \text{ KN/m}^2$

→ $Q \leq \min \{11.12 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ → $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ kN/m}^2$ → **Condition vérifiée.**

2. La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable. → **Condition vérifiée.**

3. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée.**

4. Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0.8 » et « 1.25 » :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

▪ $0.8 \leq \frac{3.50}{3.50} = 1 \leq 1.25$ **vérifiée.**

▪ $0.8 \leq \frac{3.50}{4.40} = 0.79 \leq 1.25$ **vérifiée.**

- $0.8 \leq \frac{4.40}{3.50} = 1.26 > 1.25 \dots \dots \dots$ non vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.50}{3.50} = 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots$ vérifiée.

Conclusion:

L'un des conditions non vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser autres méthodes (la méthode des trois moments ou Caquot).

-Exposé de la méthode des 3 moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « li » et « li+1 ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

-L'expression des trois moments est donnée par les équations suivantes :

➤ **Aux appuis**

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

➤ **En travée:**

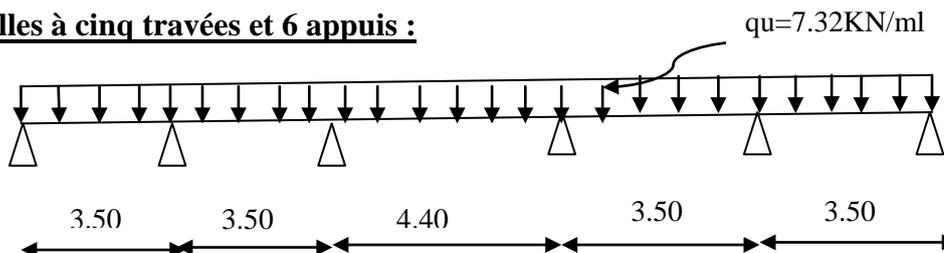
$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{l_i}$$

Tel que : $\mu_{(x)} = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = \frac{q \cdot x}{2} (l - x)$

Avec :

- $\mu(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.
- "Mi-1", "Mi" et "Mi+1 " : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».
- li : Portée de la travée à gauche de l'appui "i".
- li+1 : Portée de la travée à droite de l'appui "i".
- qi : Charge répartie à gauche de l'appui "i".
- qi+1 : Charge répartie à droite de l'appui "i".

Poutrelles à cinq travées et 6 appuis :



a) Calcul des moments aux appuis :

- L'appui 1 (i=1): $7M_1 + 3.5 M_2 = -78.46$1
- L'appui 2 (i=2) $3.5 M_1 + 14 M_2 + 3.5 M_3 = -156.92$2
- L'appui 3 (i=3): $3.5 M_2 + 15.8 M_3 + 4.40M_4 = -234.35$3
- L'appui 4 (i=4): $4.40M_3 + 15.8M_4 + 3.50M_5 = -234.35$4
- L'appui 5 (i=5): $3.50M_4 + 14M_5 + 3.50M_6 = -156.92$5
- L'appui 6 (i=6): $3.50M_5 + 7M_6 = -78.46$ 6

Sa forme matricielle (6×6) :

$$\begin{pmatrix} 7 & 3.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3.5 & 14 & 3.5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.5 & 15.8 & 4.4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.4 & 15.8 & 3.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.5 & 14 & 3.5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.5 & 7 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -78.46 \\ -156.92 \\ -234.35 \\ -234.35 \\ -156.92 \\ -78.46 \end{pmatrix}$$

Par symétrie : $M_1=M_6$
 $M_2=M_5$
 $M_3=M_4$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- $M_1=M_6= -7.93 \text{ KN .m}$
- $M_2=M_5= -6.56 \text{ KN .m}$
- $M_3=M_4= -10.68 \text{ KN .m}$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

Avec : $\mu_{(x)} = \frac{q.l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = q \frac{x}{2} (1 - x)$

X :: La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante : $X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$

N° travée	L_i (m)	$\frac{l_i}{2}$ (m)	M_i KN.ml	M_{i+1} KN.ml	$M_{i+1}-M_i$ KN.ml	q_u KN/ml	$q_u \cdot l_i$	X (m)	$\mu_{(x)}$	M_{max} KN.m
1-2	3.50	1.75	-7.93	-6.56	1.37	7.32	25.62	1.80	11.19	3.96
2-3	3.50	1.75	-6.56	-10.68	-4.12	7.32	25.62	1.58	11.10	2.68
3-4	4.40	2.2	-10.68	-10.68	0	7.32	32.208	2.20	17.71	7.03
4-5	3.50	1.75	-10.68	-6.56	4.12	7.32	25.62	1.91	11.11	2.68
5-6	3.50	1.75	-6.56	-7.93	-1.37	7.32	25.62	1.69	11.19	3.96

Tableau III- 1-1 : Calcul des moments en travées.

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

N° travée	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.ml)
1-2	-5.29	-4.37	5.28
2-3	-4.37	-7.12	3.57
3-4	-7.12	-7.12	9.37
4-5	-7.12	-4.37	3.57
5-6	-4.37	-5.29	5.28

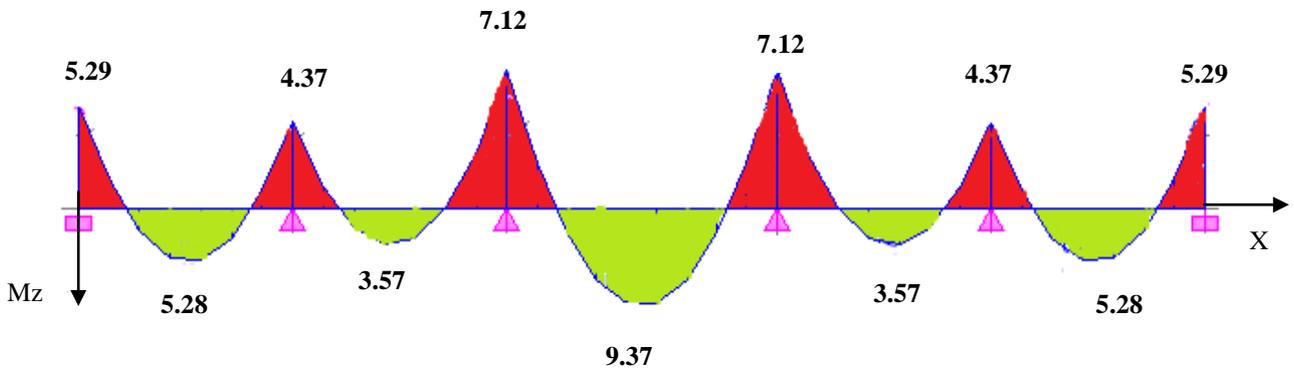
Tableau III -1-2 : Calcul des moments réduit en travées et aux appuis.

c)Calcul des efforts tranchant:

- Au niveau d'un appui « i », $T_{(x)} = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
 - Au niveau d'un appui « i+1 », $T_{(x)} = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
- } les moments seront pris en valeur absolue

N° travée	Longueur	$q \cdot \frac{L_i}{2}$	$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$	$T_i(x=0)$	$T_i(x=L_i)$
1-2	3.50	12.81	-0.26	12.55	-13.07
2-3	3.50	12.81	0.79	13.60	-12.02
3-4	4.40	16.104	0	16.104	-16.104
4-5	3.50	12.81	-0.79	12.02	-13.6
5-6	3.50	12.81	0.26	13.07	-12.55

Tableau III -1-3 : Calcul des efforts tranchants en travées et aux appuis.



-Diagramme des moments à l'ELU.

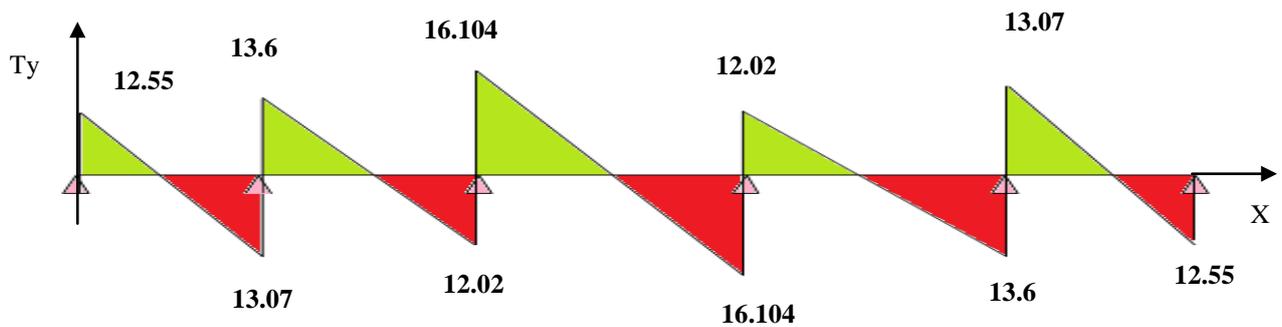


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

d) Calcul des armatures a l'ELU:**-Armatures longitudinales :**

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques

suivantes :

$b_1 = 26.5\text{cm}$ (La largeur de l'hourdis).

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

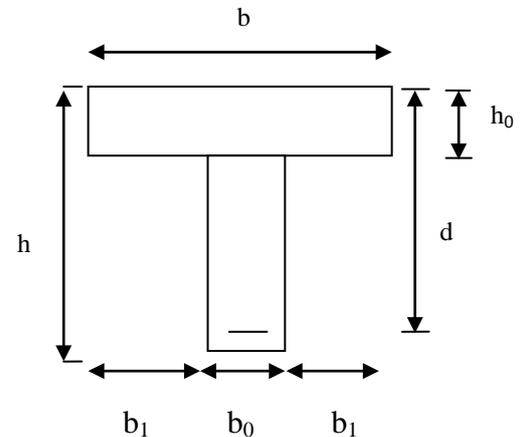


Figure III -1-5: section de la poutrelle.

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

- En travées: $M_t = 9.37\text{KN.m}$

- Sur appuis: $M_a = 7.12\text{KN.m}$

-En travées :**• Positon de l'axe neutre :**

.Si $M_t > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

.Si $M_t < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule

suivante : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$ avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma_B \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2\text{MPa}$.

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07\text{KN.m}$$

$M_t = 9.37\text{KN.m} < M_0 = 59.07\text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)$.

La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec: $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.37}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.031 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} (\text{Asc}=0).$

$\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.985$

• **Les armatures nécessaires (traction) :**

$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.37 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2.35\text{cm}^2$

-Aux appuis :

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b0 x h) = (12x20) cm².

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.12}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.128 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} (\text{Asc}=0).$

$\mu = 0.128 \rightarrow \beta = 0.931$; $A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.12 \times 10^3}{0.931 \times 18 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$

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

-Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi 1 \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = \min (0.571 ; 1.2 ; 1) = 0.571 \text{ cm}$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre: est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art :A.5.1.22)

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d ; 40 \text{ cm} \\ 0.9 \times 18 ; 40\text{cm} \end{array} \right\}$$

$S_t \leq 16.2\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

En travée : **3HA 10 = 2.35cm².**

Aux appuis : **2HA 10= 1.57cm².**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1 cm².**

e) Vérifications à L'E.L.U:

1-Vérification à la condition de non fragilité :

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « As »

cette condition s'exprime par : $A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

• **En travée:**

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

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

2-Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

3-Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 16.104 \text{ KN.}$$

Pour les fissurations non préjudiciables:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.104 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.75 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4-Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max} \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{16.104 \times 10^3 \times (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.01 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_{\max}}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 16.104 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.66 \text{ MPA} \longrightarrow \tau_u = 1.66 \text{ MPA} < 13.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV.}$$

5-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPA} \quad ; \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appuie plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

En appuis:

$$\Sigma U_i = n \Phi \cdot \pi = 2 \times 10 \times 3.14 = 62.8 \text{ mm.}$$

n : nombre des barres.

Φ : diamètre des barres.

$$\tau_u = \frac{16.104 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.58 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée:

$$\Sigma U_i = n \Phi \cdot \pi = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_u = \frac{16.104 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.055 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 1.055 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

6-Longueur du scellement droit (Ancrage des barres): (BAEL91.Art. A-6-1-2) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A : $L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \longrightarrow L_c = 20 \text{ cm.}$

f) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation.

- Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.239}{7.32} = 0.72$$

a) Les moments aux appuis:

$$M_{as} = M_a \times 0.72$$

$$M1 = -3.809 \text{ KN.m}$$

$$M4 = -5.126 \text{ KN.m}$$

$$M2 = -3.146 \text{ KN.m}$$

$$M5 = -3.146 \text{ KN.m}$$

$$M3 = -5.126 \text{ KN.m}$$

$$M6 = -3.809 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travées :

$$M_{max s} = M_{max} \times 0.72$$

N° travée	longueur	M _{max} (KN.m)
1-2	3.50	3.802
2-3	3.50	2.570
3-4	4.40	6.746
4-5	3.50	2.570
5-6	4.40	3.802

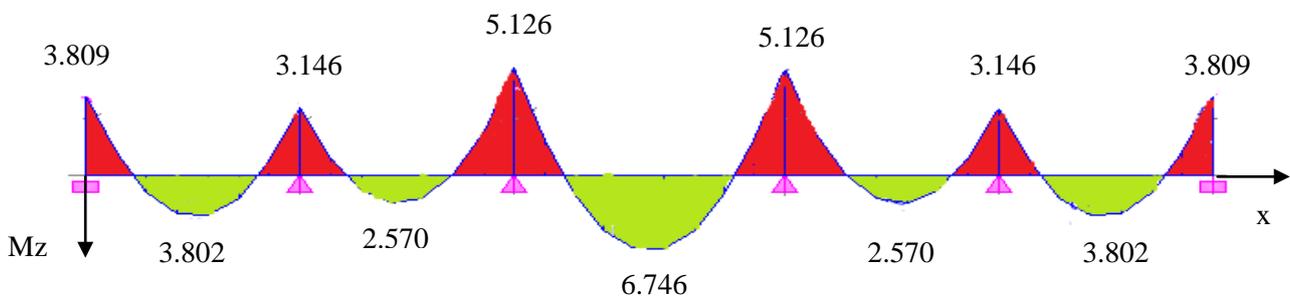
Tableau III-1-4: Calcul des moments en travées et aux appuis L'ELS.

c) Les efforts tranchants:

$$T_s = T \times 0.72$$

N° travée	longueur	T _i (x=0)	T _{i+1} (x=li)
1-2	3.50	8.911	-9.410
2-3	3.50	9.792	-8.654
3-4	4.40	11.595	-11.595
4-5	3.50	8.654	-9.792
5-6	3.50	9.410	-9.036

Tableau III -1-5 : Calcul des efforts tranchants en travées et aux appuis a L'ELS.



Diagrammes des moment a L'ELS

1- État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2/BAEL91):

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures (Aucune vérification n'est à effectuer).

2- État limite de résistance de béton en compression :

Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

✓ **Dans le béton :**

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

✓ **Dans l'acier :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$.

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2.35\text{cm}^2$ et $2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$ aux appuis.

	$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$	β_1	K_1	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
En travée	1.087	0.8565	19.84	186.19	348	9.38	15	vérifier
Aux appuis	0.726	0.8765	25.49	206.94	348	8.11	15	vérifier

→ Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

3-État limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec **h** : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{st}}{M_0}$ avec **L**: longueur entre nus d'appuis est égale à 440cm.
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec **A**: section des armatures tendues.

$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ condition non vérifier.

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

✓ Calcul de la flèche :

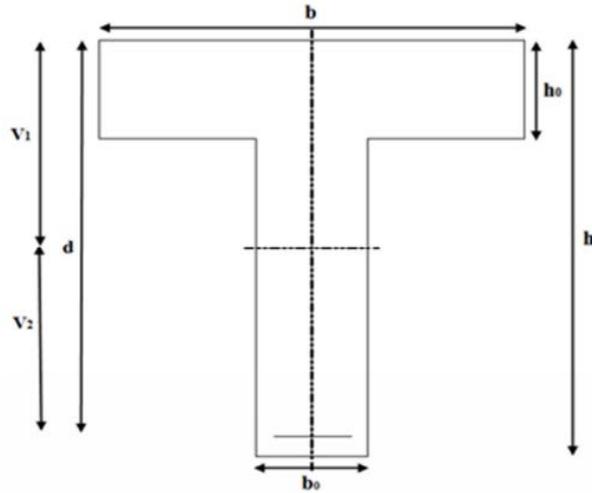


Figure III-1-6: Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{M_c^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{MPa}$.

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \times \rho}$$

-Calcul des paramètres :

- La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) \\ &= 3458.5 \text{cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_0 &= (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st}) \\ &= (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) \\ &= 487.25 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

-Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right) + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$= \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.09 - \frac{4}{2}\right) + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 14510.75 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 348 + 2.1}; 0\right) = 0.78$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 1.52$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 14510.75}{1 + 0.4 \times 0.78 \times 1.52} = 10827.15 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{6.746 \times 10^5 \times 440^2}{10 \times 10818.865 \times 10^2 \times 10827.15} = 0.011 \text{ cm} < f = \frac{\sigma}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées \longrightarrow pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes \longrightarrow donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armatures longitudinales :

-En travée : 3HA10 = 2.35cm²

-Aux appuis : 2HA 10= 1.57cm².

III -2- Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontal « **Q** » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de **1m** de largeur

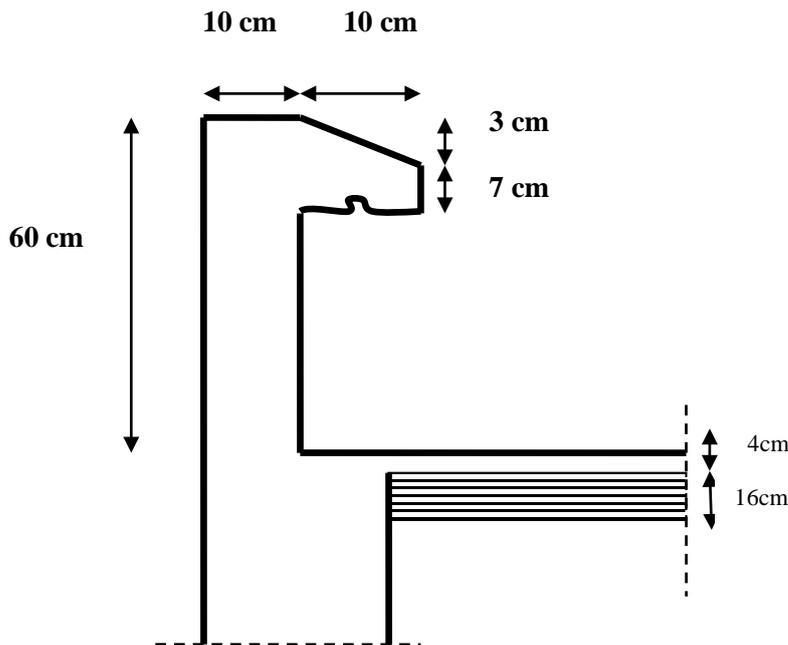


Fig. III-2-1 : coupe verticale de l'acrotère

III-2-1- Détermination des sollicitations:✓ **Poids propre :**

$$G = \rho \cdot S \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} \rho: \text{poid volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S: \text{La section de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$G = 25 \times [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)] = 1.7125 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation:** $Q = 1 \text{ KN/ml}$.✓ **Effort normal dus au poids propre G :**

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

✓ **Effort tranchant:**

$$T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$$

✓ **Moment de renversement dû à la surcharge Q :**

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$$

III -2-2-Combinaisons de charge:➤ **ELU : 1.35G + 1.5Q**• **effort normal de compression:**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

• **moment de renversement :**

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

• **effort tranchant:**

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS : G + Q**• **effort normal de compression:**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

• **Moment de renversement:**

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m.}$$

• **effort tranchant :**

$$T_s = Q = 1 \text{ KN.}$$

III-2-3 - Ferrailage de l'acrotère:**1- Calcul des armatures à l'ELU:**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

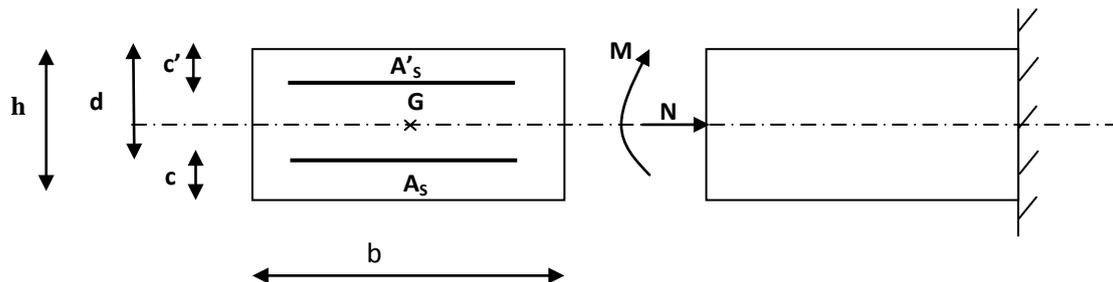


Fig III-2-2- Schéma statique de la section de l'acrotère.

Avec:

h: Épaisseur de la section = 10 cm.

b :Largeur de la section = 100 cm.

c et c' : l'enrobage = 3 cm.

d: Hauteur utile ($h-c$) = 7 cm.

M: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a) Position du centre de pression:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389 \text{ m} \longrightarrow e_u = 39 \text{ cm.}$$

et on a : $c = c' = 3 \text{ cm}$, $d = h - c = 7 \text{ cm}$.

donc:

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$e_u = 39\text{cm} \left) \frac{h}{2} - C = 2\text{ cm} \Rightarrow \right.$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se

trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec: M_u : moment du à la compression ; N_u : effort de compression ;
 C_p : centre de pression ; e_u : excentricité ;
 C : l'enrobage;

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

b) Calcul des armatures en flexion simple:

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec: $g = e_u + h/2 - c = 39 + 10/2 - 3 = 41\text{ cm} = 0.41\text{ m}$.

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times 0.41 = 0,948\text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.948\text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec: } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2\text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{0,948 \cdot 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14,2} = 0,014.$$

$\mu = 0,014 < \mu_l = 0.392$. \longrightarrow La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu = 0,014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993$$

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

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.993$$

$$\text{Donc: } A_{stf} = \frac{0,948 \cdot 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39,2\text{ mm}^2$$

$$A_{stf} = 0,392\text{ cm}^2$$

- **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,33\text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,33\text{ cm}^2.$$

2-Vérifications:**2-1- Vérification à l'ELU :****a- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1):**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que: $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est 4HA8 = 2.01 cm^2 avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8 = 1.50 cm^2 avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

b- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où:

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

Et: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1,5 \text{ Q} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée, donc pas de}$$

risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c- Vérification de l'adhérence des barres: : (Art .6.1,3/BAEL 91 modifié 99)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Et:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa.}$$

Donc on a $\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition est vérifiée
donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d- Vérification des espacement des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable; donc $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

$h = 10 \text{ cm}$ c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** donc :

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

-Armatures de répartitions:

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{On a } S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2-2- Vérification à l'ELS:

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

$$\text{➤ Dans l'acier : } \bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

η : coefficient de fédération:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour r.l} \\ \eta = 1,6 \text{ pour HA } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \text{ pour HA } \phi < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On a :

$$\text{Les aciers } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{array} \right. \longrightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{2/3 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{Et : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \text{ avec : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho = 0,287 \longrightarrow \beta_1 = 0,915 \longrightarrow K_1 = 43,82 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} = 46,60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 46,60 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Dans le béton: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$:**

Avec: $\sigma_{bc} = k \sigma_{st}$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 46,60 = 0.932 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = 0,932 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2-3-Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

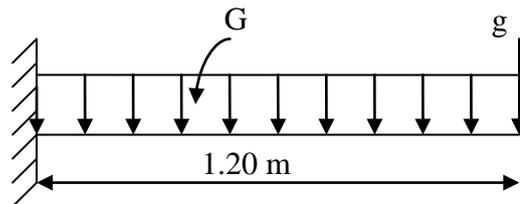
Conclusion:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales: 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition: 3HA 8 = 1.50 cm² avec un espacement de 25 cm.

III-3- Balcon :

Il est réalisé en dalle pleine, avec un garde-corps en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, il est assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre G . Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.



FigIII-3-1- Schéma statique de calcul du balcon

G : poids propre de la dalle. ; g : charge de garde-corps.

III-3-1- Dimensionnement du balcon:

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par: $e_p \geq L/10$ Avec: L : largeur du balcon.

$$e_p = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-3-2- Charges et surcharges du balcon:**a- Les charges permanentes:**

- Charge de la dalle pleine: $G = 5,32 \text{ KN/m}^2$ (chapitre 2)

- Poids de garde de corps:

G_1 = poids de l'enduit ciment x 2 + poids de la brique creuse

On a : - Enduit ciment : $0,36 \times 2 = 0,72 \text{ KN/ml}$

- Brique creuse: $0,90 \text{ KN/ml}$

D'où: $G_1 = (0,72 + 0,90) \times 1 \text{ m} = 1,62 \text{ KN/ml}$

b- Surcharges d'exploitation:

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

III-3-3- Calcul à l'ELU:**- Combinaisons de charge: $1,35 G + 1,5 Q$**

Pour la dalle: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,43 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps : $q_{u2} = 1,35 \times G_1 = (1,35 \times 1,62) \times 1 \text{ m} = 2,19 \text{ KN/ml}$

- Calcul du moment:

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l \quad \longrightarrow \quad M_u = \frac{12,43 \times 1,20^2}{2} + 2,19 \times 1,20 = 11,58 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant:

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12,43 \times 1,20 + 2,19 = 17,11 \text{ KN.}$$

III-3-4-Calcul a L'ELS:

-Combinaisons de charge: G+Q :

Pour la dalle : $q_{s1} = G+Q = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN/ml.}$

Pour le garde corps: $q_{s2} = G_1 = 1,62 \text{ KN/ml.}$

-Calcul du moment :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \cdot l \longrightarrow M_s = \frac{8,82 \times 1,20^2}{2} + 1,62 \times 1,20 = 8,29 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = 8,82 \times 1,20 + 1,62 = 12,20 \text{ KN.}$$

III-3- 5-Ferraillage :

Le balcon sera ferrailer en flexion simple pour une bonde de 1 m de l' argeure.



a-Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,58 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,0566 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : $A_c = 0.$

$$\mu = 0,0566 \longrightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,58 \times 10^6}{0,971 \times 120 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 6HA10=4,71cm², avec un espacement St=20cm

b-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,177 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8=2,01cm² avec un espacement St=25 cm

III-3-6-vérifications à l'ELU:

a-vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL 91modifiée 99) :

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Adoptée}} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b-vérification au cisaillement :(Art .5.1.211/BAEL91 modifiée 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{17.11 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

Donc:

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-vérification de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL91 modifiée 99) :

On doit vérifier que:

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

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \frac{17.11 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.84 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d-Longueur de scellement:

la longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec:

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91 (Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA:

$$l_r = 0.4 \times l_s$$

$$l_r = 0.4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e- Vérification de écartement des barres:

- Armatures principales:
 $St \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 > St = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- Armatures de repartition:
 $St \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > St = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

III-3-7- Calcul à l'ELS:

Notre élément est exposé aux intempéries donc les fissurations étant des fissurations préjudiciable n=1,6.

➤ **Dans l'acier:** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} \longrightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 12} = 0,393$$

$\beta_1 = 0,904$ à partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 . d} = \frac{8.29 \times 10^6}{471 \times 0,904 \times 120} = 162.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 162.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Dans le béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{37.08} = 0,027.$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 162.25 = 4.380 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.380 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2) :

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

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

$$\text{Donc: } \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{h}{l} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.047}{10 \times 8.29} = 0,085. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 12} = 0.0039 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4-Les escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est soumis à ses poids propres et aux surcharges.

III-4-1-Les caractéristiques dimensionnelles:

-**La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

-**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La nombre de contre marche est donnée par : $n = H/h$.

-**Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm.

-**L'emmarchement**: représente la largeur de la marche.

-**Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives. $22 \text{ cm} \leq g \leq 33$.

-**La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier

-**La volée**: est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

-**Un palier**: est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

-**La paillasse**: est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches d'épaisseur e_p .

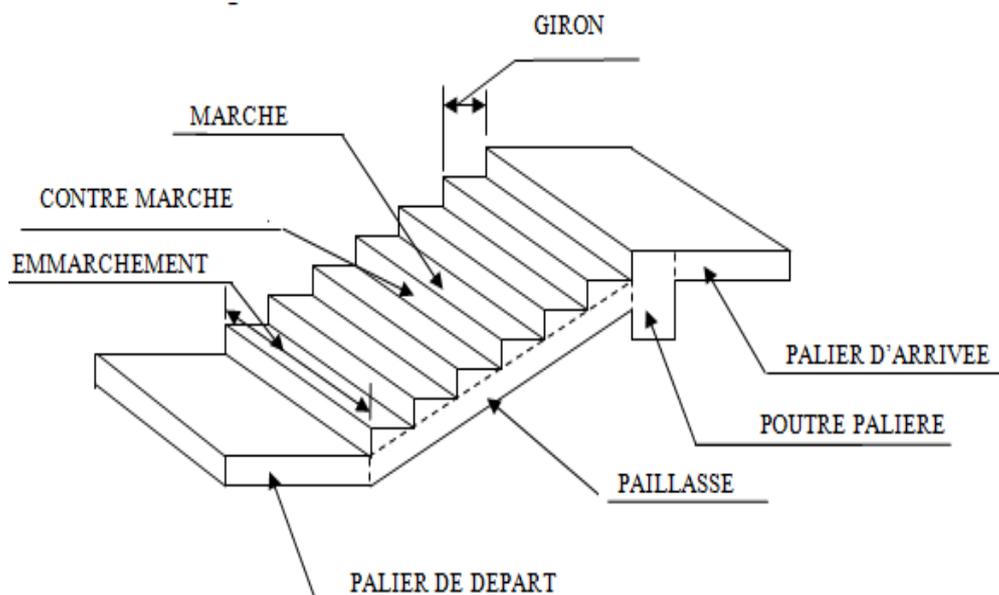


Fig III-4-1: Schéma d'escalier.

III-4-2- Pré dimensionnement de l'escalier:

Notre projet contient des escaliers droits à trois volées deux paliers intermédiaires.

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de BLONDEL, qui est donnée par : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

Avec :

h : hauteur de la contre marche, avec : $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm}$.

g : largeur de la marche. Avec: $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$.

Nous adoptons: $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$. $\longrightarrow 59\text{cm} \leq 2h+g=34+30=64 \leq 66\text{cm}$

\longrightarrow La relation est vérifiée.

1-Calcul de l'escalier du RD C (Type I) :**a - Pré dimensionnement:**

La hauteur du RDC $H = 4.08\text{ m}$, qui est à usage service ; elle comporte trois volées deux paliers de repos.

-Le nombre de contre marches est:

$$n = \frac{H_{\text{RDC}}}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marches}$$

-Le nombre de marche est:

$$m = n - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marches.}$$

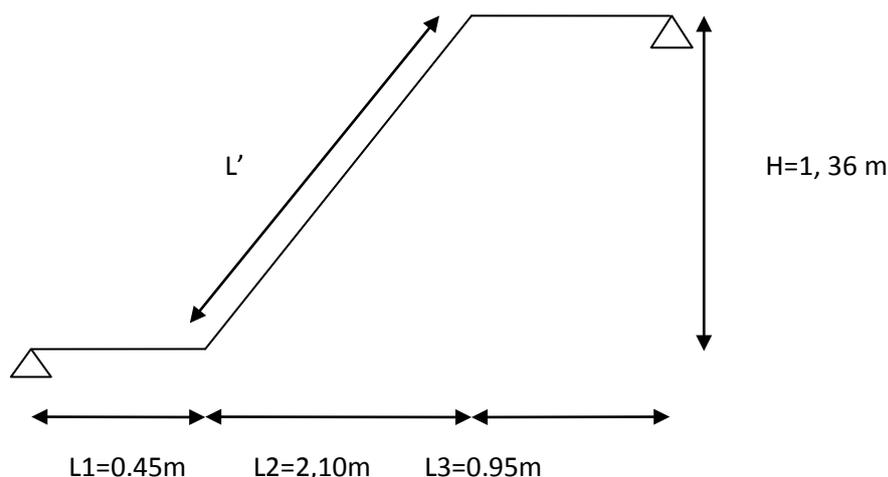
-Les marches et les contre marches seront repartis de la manière suivante:

- ✓ Pour la 1ere volée: $n= 8$ contre marches.
- ✓ Pour la 2em volée: $n= 10$ contre marches.
- ✓ Pour la 3em volée: $n= 6$ contre marches.

Étude de la 1^{ère} volée:**-Prédimensionnement de la paillasse et de paliers de repos:**

H : hauteur de la volée : $H = h \times n = 17 \times 8 = 136\text{ cm}$.

L_2 : longueur projetée de la volée : $L_2 = m \times g = 7 \times 30 = 210\text{cm}$.



-La pente de l'escalier:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{136}{210} = 0,6476 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32.92^\circ$$

-La longueur réelle de la paillasse:

$$L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} = \frac{210}{\cos 32.92} = 250.16 \text{ cm.}$$

-L'épaisseur de la paillasse: est calculée suivant la condition suivante:

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la relation:

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec:

$$L=L'+L_1+L_3= 250.16+45+95=390.16 \text{ cm.}$$

D'où:

$$\frac{390.16}{30} \leq ep \leq \frac{390.16}{20} \Rightarrow 13.01\text{cm} \leq ep \leq 20\text{cm}$$

On adopte:ep =20cm

Remarque:

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

b-Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.2.2)

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

-Les charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Surcharges d'exploitationdes escaliers selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \times 1\text{m}=2,5\text{KN/ml}$.

-Le palier:

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduitde ciment	0,02	18	$0,02 \times 18 \times 1 = 0,36$
Carrelage	0,02	20	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Mortiers de pose	0,03	20	$0,03 \times 20 \times 1 = 0,6$
Lit de sable	0,02	18	$0,02 \times 18 \times 1 = 0,36$
Dalleenbeton	0,20	25	$0,20 \times 25 \times 1 = 5$
			G_{total}=6.72
			Q =2,5

Tableau III-4-1- charges et surcharges du palier.

-La paillasse:

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduitde ciment	0,02	18	$0,02 \times 18 \times 1 = 0,36$
Carrelage	0,02	20	$0,02 \times 20 \times 1 = 0,4$
Mortiers de pose	0,03	20	$0,03 \times 20 \times 1 = 0,6$
Lit de sable	0,02	18	$0,02 \times 18 \times 1 = 0,36$
Marche	0,17	25	$0,17 \times 25 / 2 = 2,125$
Garde corps	/	/	0,2
paillasse	0,20	25	$25 \times 0,20 / \cos 32,92 = 5,9$
			$G_{total} = 9,95$
			$Q = 2,5$

Tableau III-4-2- charges et surcharges de la paillasse.

c-Combinaison descharges

ELU: $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

- **La volée:** $q_u = (1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5) = 17.18 \text{ KN / ml.}$

- **Le palier:** $q_u = (1.35 \times 6.72 + 1.5 \times 2.5) = 12.82 \text{ KN / ml.}$

ELS: $q_s = G + Q$

- **La volée:** $q_s = (9.95 + 2.5) = 12.45 \text{ KN / ml.}$

- **Le palier:** $q_s = (6.72 + 2.5) = 9,22 \text{ KN /ml .}$

d- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM :

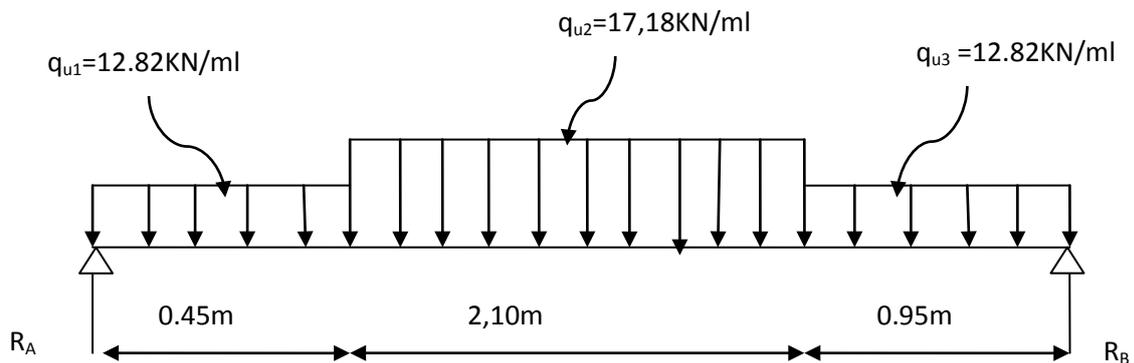


Fig III-4-2-Schéma statique d'escalier.

-Les réactions d'appuis:

$$\Sigma F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 0.45 \times 12.82 + 2,10 \times 17,18 + 0.95 \times 12.82 = 54.03 \text{KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 54.03 \text{KN/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 0.45 \times \frac{0.45}{2} + q_{u2} \times 2,10 \times \left(0.45 + \frac{2,10}{2}\right) + q_{u3} \times 0.95 \times (0.475 + 2,10 + 0.45)$$

$$\Rightarrow R_B \times 3.5 = 12.82 \times 0.45 \times 0.225 + 17.18 \times 2.10(0.45 + 1.05) + 12.82 \times 0.95(0.475 + 2.10 + 0.45)$$

$$R_B = \frac{1.298 + 54.117 + 36.84}{3.5} = \frac{92.255}{3.5} = 26.36 \text{KN.}$$

$$R_B = 26.36 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad R_A = 54.03 - 26.36 = 27.67 \text{KN}$$

$$R_A = 27.67 \text{KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{ère} tronçon: $0 \leq x \leq 0.45 \text{m}$

- **Effort tranchant:**

$$T(y) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(y) = 27.67 - 12.82x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0; T(y) = 27.67 \text{ KN.} \\ x = 0.45 \text{ m} \quad . \quad T(y) = 27.67 - 12.82 \times 0.45 = 21.90 \text{KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u1} = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{27.67}{12.82} = 2.15 \text{m}$$

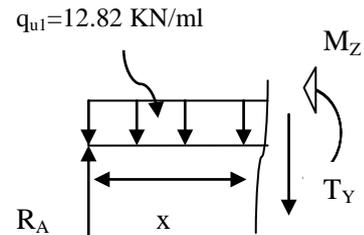
$$x = 2.15 \text{m}, \quad \notin [0; 0.45].$$

- **Moment:**

$$M(z) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 27.67x - \frac{12.82}{2} x^2$$

$$M(z) = 27.67x - 6.41 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0.45 \text{ m} \quad , \quad M(z) = 11.15 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

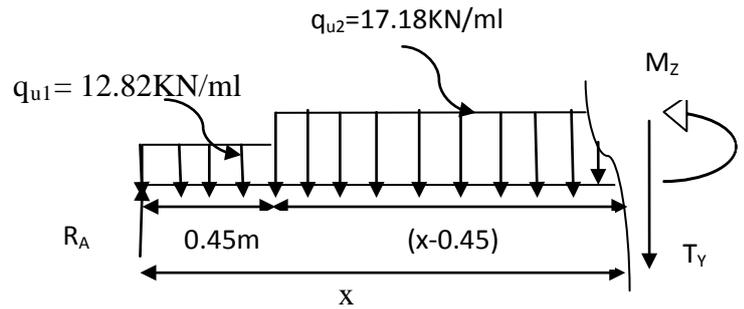


2^{ème} tronçon: $0.45m \leq x \leq 2.55m$

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = R_A - q_{u1} (0.45) - q_{u2} (x-0.45)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0.45 ; T(y) = 27.67 - 12.82 \times 0.45 = 21.90 \text{KN} \\ x=2.55; (T_y) = 27.67 - 12.82 \times 0.45 - 17.18(2.55 - 0.45) = -14.18 \text{KN.} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 0.45 - (x-0.45) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 0.45 + 0.45 \times q_{u2}}{q_{u2}} = 1.72 \text{m}$$

$$x = 1.72 \text{m} ; x \in [0.45, 2.55].$$

• **Moment:**

$$M(z) = R_A x - q_{u1} \times 1.20(x-0.225) - q_{u2}(x-0.45)^2/2.$$

$$M(z) = 27.67x - 12.82 \times 0.45(x-0.225) - 17.18(x-0.45)^2/2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0.45 ; M(z) = 27.67(0.45) - 12.82 \times 0.45(0.45 - 0.225) = 11.15 \text{KN.m} \\ x= 2.55 ; M(z) = 27.67(2.55) - 12.82 \times 0.45(2.55 - 0.225) - 17.18 \left(\frac{(2.55-0.45)^2}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$M(x = 2.55) = 19.26 \text{KN.m}$$

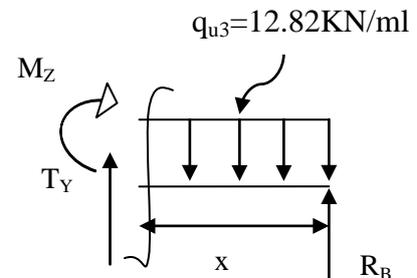
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 0.95m$.

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = - R_B + q_{u3}.x.$$

$$T(y) = - 26.36 + 12.82x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; T(y) = -26.36 \text{KN.} \\ x=0.95 ; T(y) = - 26.36 + 12.82 \times 0.95 = - 14.18 \text{KN.} \end{array} \right.$$



• **Moment:**

$$M(z) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 26.36x - \frac{12.82}{2} x^2$$

$$M(z) = 26.36x - 6.41 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad ; \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x=0.95 \text{ m} \quad ; \quad M(z) = 19.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

On a: pour $x = 1.72\text{m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.72) = 27.67(1.72) - 12.82 \times 0.45(1.72 - 0.225) - 17.18 \left(\frac{(1.72-0.45)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.72) = 25.11 \text{ KN.m}$$

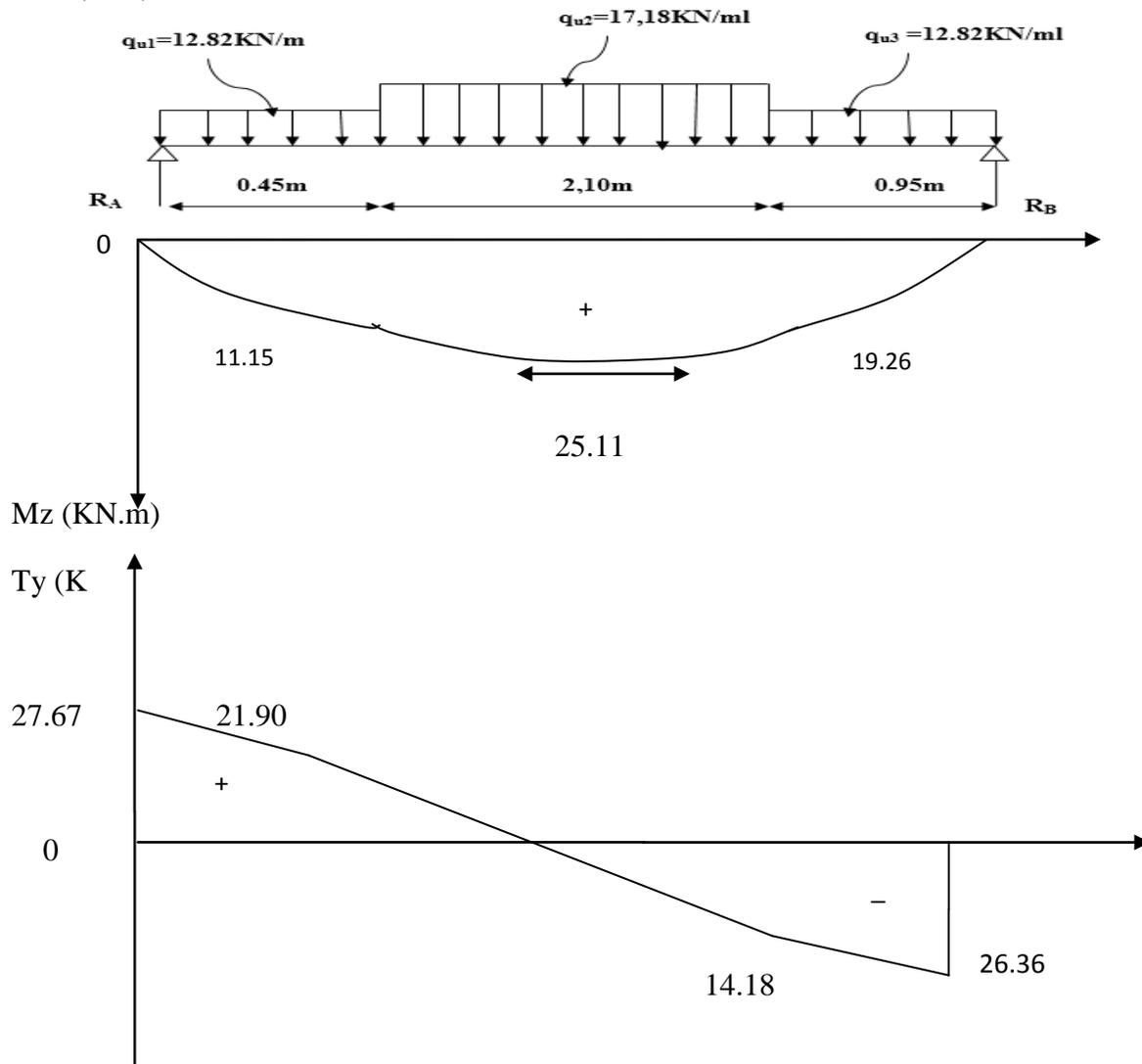


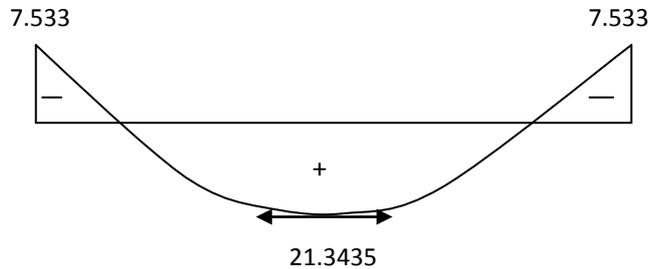
Fig III-4-3- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Remarque:

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de moment M_z^{\max} par des coefficients de correction au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis: $M_z^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (25.11) = - 7.533 \text{KN.m}$

En travées: $M_z^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (25.11) = 21.3435 \text{KN.m}$



FigIII-4-4-Diagramme des moments fléchissant (ELU)En tenant compte de l’encastrement partiel.

2-Calcul de l’escalier d’étage courant (TypeII) :

a - Pré dimensionnement :

La hauteur d’EC, $H = 3.06 \text{ m}$, qui est à usaged’habitation ; elle comporte trois volées identiques deux paliers de repos.

-Le nombre de contre marches est:

$$n = \frac{H_{EC}}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches}$$

-Le nombre de marche est: $m = n - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ marches.}$

-Les marches et les contre marches seront repartis de la manière suivante:

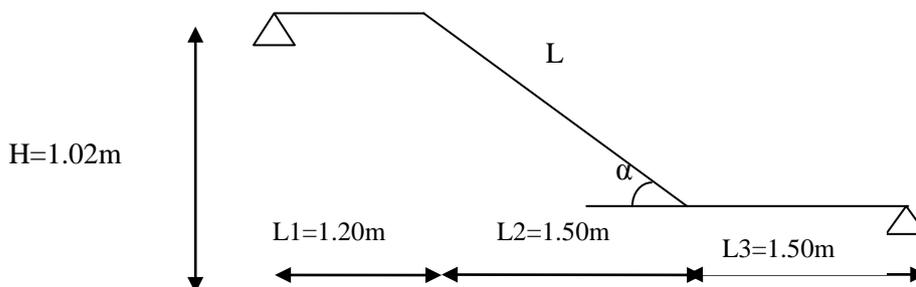
- ✓ Pour la 1ere volée: $n = 6$ contre marches.
- ✓ Pour la 2em volée: $n = 6$ contre marches.
- ✓ Pour la 3em volée: $n = 6$ contre marches.

Étude de la 1^{ère} volée:

-Prédimensionnement de la paillasse et de paliers de repos:

H : hauteur de la volée : $H = h \times n = 17 \times 6 = 102 \text{ cm.}$

L_2 : longueur projetée de la volée : $L_2 = m \times g = 5 \times 30 = 150 \text{ cm.}$



-La pente de l’escalier:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0,68 \longrightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

-La longueur réelle de la pailleasse:

$$L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} = \frac{150}{\cos 34,22} = 181,40 \text{ cm.}$$

-L'épaisseur de la pailleasse:

L'épaisseur de la pailleasse (ep) est donnée par la relation:

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec:

$$L=L'+L_1+L_3= 181,40+120+150=451,4 \text{ cm.}$$

D'où:

$$\frac{451,4}{30} \leq ep \leq \frac{451,4}{20} \Rightarrow 15,05 \leq ep \leq 22,57 \text{ cm}$$

On adopte: ep = 20 cm

Remarque: On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

b-Détermination des charges et surcharges:

Les charges permanentes et surcharges d'exploitation:

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

-Le palier: c'est les mêmes valeurs avec les valeurs de palier de RDC

$$G_{\text{total}}= 6,72 \text{ KN/ml}$$

-La pailleasse:

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduit de ciment	0,02	18	0,02×18×1= 0,36
Carrelage	0,02	20	0,02×20×1 = 0,4
Mortiers de pose	0,03	20	0,03×20×1= 0,6
Lit de sable	0,02	18	0,02×18×1= 0,36
Marche	0,17	25	0,17×25/2= 2,125
Garde corps	/	/	0,2
pailleasse	0,20	25	25×0,20/cos34,22=6,05
			G_{total}= 10,1
			Q =2,5

Tableau III-4-3- charges et surcharges de la pailleasse.

c-Combinaison des charges :

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

-La volée: $q_u = (1,35 \times 10,10+ 1,5 \times 2,5) = 17,39 \text{ KN / ml.}$

-Le palier : $q_u = (1,35 \times 6,72+ 1,5 \times 2,5) = 12,82 \text{ KN / ml.}$

ELS : $q_s = G + Q$

-La volée: $q_s = (10.10 + 2.5) = 12.6 \text{ KN / ml}$.

-Le palier: $q_s = (6.72 + 2.5) = 9,22 \text{ KN /ml}$

d- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:

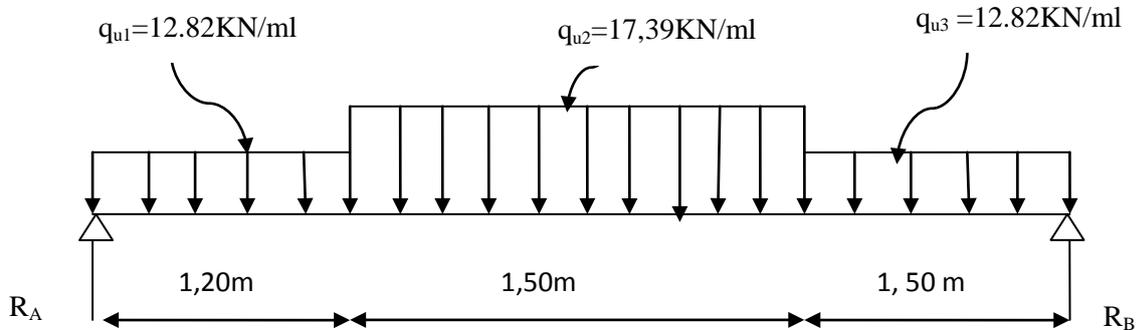


Fig III-4-3 -Schéma statique d'escalier.

-Les reactions d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.20 \times 12.82 + 1.50 \times 17.39 + 1.50 \times 12.82 = 60.699 \text{ KN/ml}$$

$$R_A + R_B = 60.699 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u2} \times 1.50 \times \left(1.20 + \frac{1.50}{2}\right) + q_{u3} \times 1.50 \times (0.75 + 1.50 + 1.20)$$

$$R_B \times 4 = 12.82 \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + 17.39 \times 1.50 \times \left(1.20 + \frac{1.50}{2}\right) + 12.82 \times 1.50 \times (0.75 + 1.50 + 1.20) = 126.44 \text{ KN.}$$

$$R_B = \frac{126.44}{4} = 30.10 \text{ KN.}$$

$$R_B = 30.10 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad R_A = 60.699 - 30.10 = 30.60 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.60 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{ère} tronçon: $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

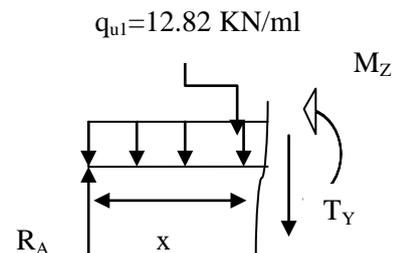
$$T(y) = 30.60 - 12.82x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 ; T(y) = 30.60 \text{ KN.} \\ x = 1.20 \quad . \quad T(y) = 30.60 - 12.82 \times 1.20 = 15.22 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{30.60}{12.82} = 2.38 \text{ m}$$

$$x = 2.38 \text{ m, } \notin [0; 1.20].$$

• **Moment:**



$$M(z) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 30.60x - \frac{12.82}{2} x^2$$

$$M(z) = 30.60x - 6.41x^2$$

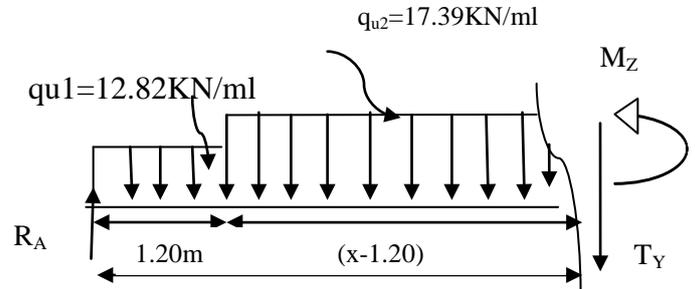
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.20 \text{ m} \quad , \quad M(z) = 27.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : 1.20 m ≤ x ≤ 2.7m :

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = R_A - q_{u1} (1.20) - q_{u2} (x-1.20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.20; T(y) = 30.60 - 12.82 \times 1.20 = 15.22 \text{ KN} \\ x=2.7; T(y) = 30.60 - 12.82 \times 1.20 - 17.39(2.7 - 1.20) = -10.86 \text{ KN}. \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle T_y = 0 et M_Z = max

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u2}}{q_{u2}} = 2.07 \text{ m}$$

$$x = 2.07 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.20, 2.7].$$

• **Moment:**

$$M(z) = R_A x - q_{u1} \times 1.20(x-0.6) - q_{u2} (x-1.20)^2 / 2.$$

$$M(z) = 30.60 x - 12.82 \times 1.20(x-0.6) - 17.39(x-1.20)^2 / 2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.20 \quad ; \quad M(z) = 30.60(1.20) - 12.82 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 25.64 \text{ KN.m} \\ x= 2.7 \quad ; \quad M(z) = 30.60(2.7) - 12.82 \times 1.20(2.7 - 0.6) - 17.39 \left(\frac{(2.7-1.20)^2}{2} \right) \\ M(x = 2.7) = 69.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.50m.

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = - R_B + q_{u3} . x.$$

$$T(y) = -30.10 + 12.82x.$$

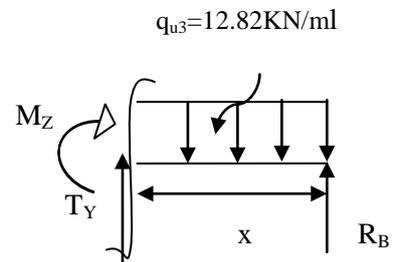
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad ; \quad T(y) = -30.10 \text{ KN}. \\ x = 1.50 \quad ; \quad T(y) = -30.10 + 12.82 \times 1.50 = -10.87 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

• **Moment:**

$$M(z) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 30.10x - \frac{12.82}{2} x^2$$

$$M(z) = 30.10 x - 6.41 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad ; \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.50 \text{ m} \quad ; \quad M(z) = 30.73 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.07\text{m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.07) = 30.60(2.07) - 12.82 \times 1.20(2.07 - 0.6) -$$

$$17.39 \left(\frac{(2.07-1.20)^2}{2} \right) = 31.22 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}(2.07) = 47.31 \text{ KN.m}$$

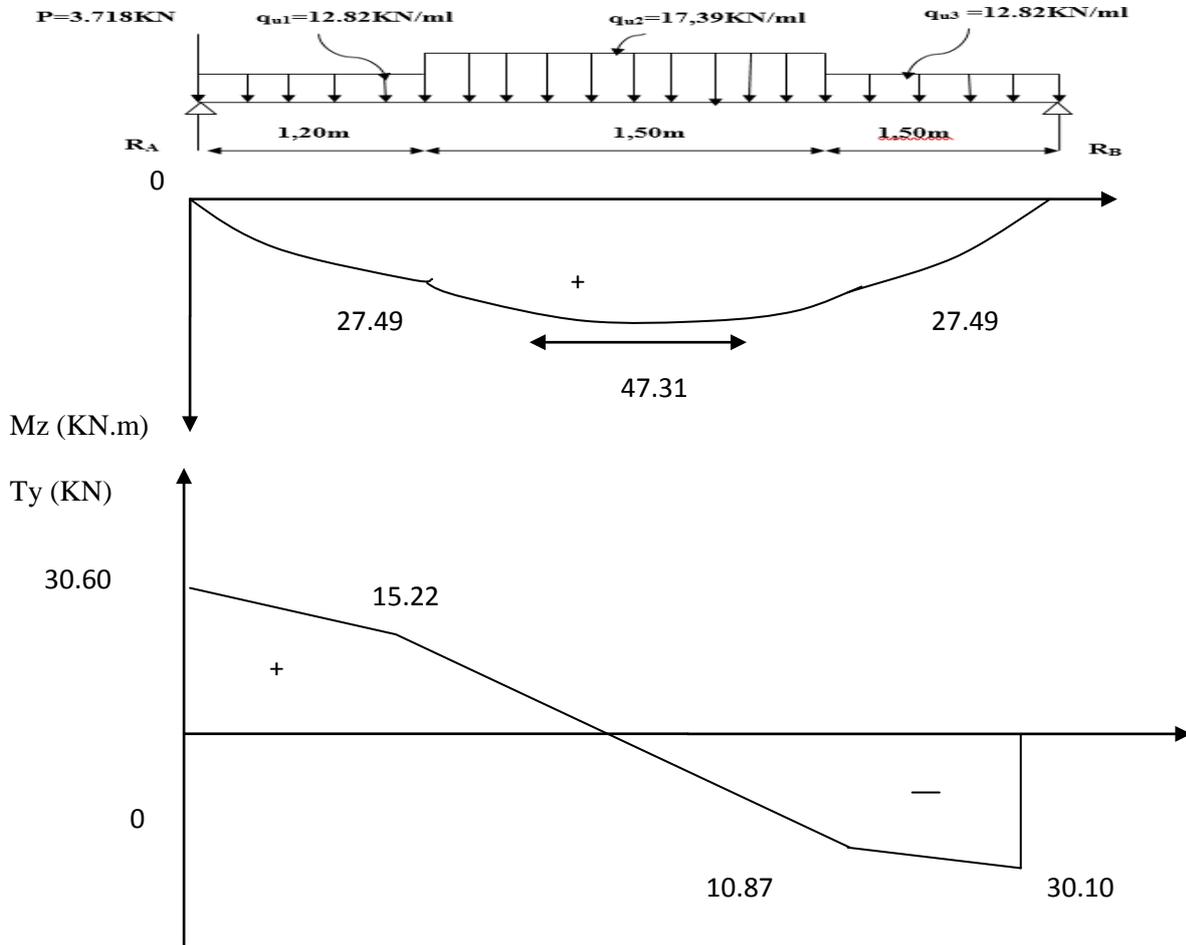


Fig III-4-4- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Remarque: A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de moment M_z^{\max} par des coefficients de correction au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis: $M_z^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (47.31) = - 14.19 \text{ KN.m}$

En travées : $M_z^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (47.31) = 40.21 \text{ KN.m}$

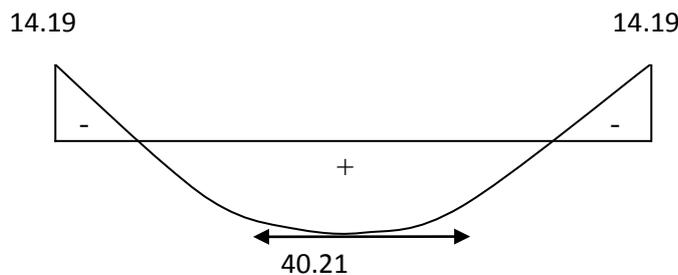


Fig III-4-5-Fig.Diagramme des moments fléchissant (ELU)En tenant compte de l'encastrement partiel.

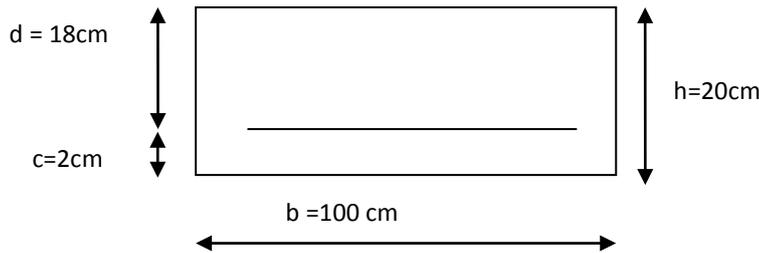
Remarque:

M_{\max} de RDC = 21.3435KN.m et M_{\max} d'E C = 40.21KN.m, pour raison de sécurité et aussi pour la facilité du calcul, on fera le ferrailage pour les étages courants et on assimilons les mêmes résultats dans le RDC.

III-4-4 -Calcul des armatures:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, don't les caractéristiques géométriques sont:

$h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=h-c=18\text{cm}$, $b=100\text{cm}$.



a-Aux appuis: $M_a = - 14.19\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.19 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_b = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.985$$

-Armatures Principales:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{14.19 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 2.29\text{cm}^2$$

$A_{st} = 2.29\text{cm}^2$; Soit $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$. Avec espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_{rl} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

b-En travée: $M_t = 40.21\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.21 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.087 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.087 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.955$$

-Armatures Principales:

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{40.21 \times 10^3}{0.955 \times 18 \times 348} = 6.73\text{cm}^2$$

Soit: $A_t = 5\text{HA} 14 = 7.69\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92\text{cm}^2$$

Soit : **4AH8 = 2.01 cm²** ; Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

III-4-4- Vérification à l' ELU:

1- Condition de non fragilité: (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

-Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

- En travées: $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

2- Espacement des barres :

• **Armatures principales : $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$:**

-Aux appuis: $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h=60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

- En travée : $St = 20 \text{ cm} < \min \{3h=60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow$. Condition vérifiée.

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

-Aux appuis: $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h=80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow$.Condition vérifiée.

-En travée: $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h=80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

3-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art A5.1.2.1/BAEL99):

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{30.60 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.17 \text{ MPa}$$

Avec: T_{\max} : effort tranchant maximal $T_{\max} = 30.60 \text{ KN}$.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

donc : $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

4-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99/ Art A.5.1, 313):

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec: } a = 0.9d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 180 \times 1000}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 30.60 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Influence sur les aciers :**

Il faut avoir:

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times 0.9d} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec: V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de d'appui.

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(30.60 \times 10^3 - \frac{14.19 \times 10^3 \times 10^3}{0.9 \times 180} \right)$$

$$A_a \geq -163.85 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -163.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5-Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres(BAEL, Art A – 6.1.3):

On doit vérifier que:

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5); f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec:

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 30.60KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres: $= \sum n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$.

Avec : Φ : Diamètre d'une barre (14mm, et n : nombre des barres (5barres).

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{30.60 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

6- Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 99/ Art 6, 1, 2,1):

$$L_s = \frac{\Phi \times f_c}{4\tau_s} \quad \text{Avec: } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

D'après (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0.4Ls.

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}.$$

III-4-5-Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

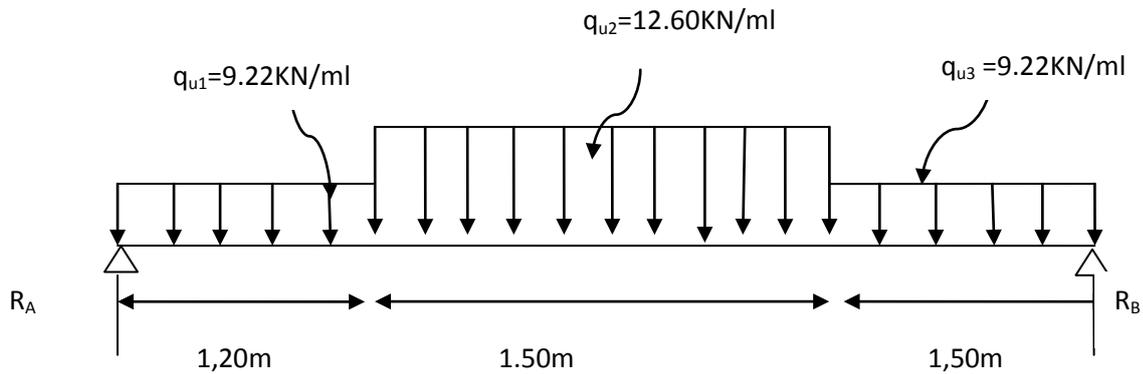


Fig III-4-6-Schéma statique d'escalier.

a-Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.20 \times 9.22 + 1.50 \times 12.60 + 1.50 \times 9.22 = 43.79 \text{ kN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 43.79 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u2} \times 1.50 \times \left(1.20 + \frac{1.50}{2}\right) + q_{u3} \times 1.50 \times (0.75 + 1.50 + 1.20)$$

$$R_B \times 4.2 = 9.22 \times 1.20 \times 0.6 + 12.60 \times 1.50(1.20 + 0.75) + 9.22 \times 1.50(0.75 + 1.50 + 1.20)$$

$$R_B = \frac{6.6384 + 36.855 + 47.7135}{4.2} = \frac{91.2069}{4.2} = 21.72 \text{ kN}$$

$$R_B = 21.72 \text{ kN.} \longrightarrow R_A = 43.79 - 21.72 = 22.07 \text{ kN}$$

$$R_A = 25.79 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{ère} tronçon: $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

• Effort tranchant:

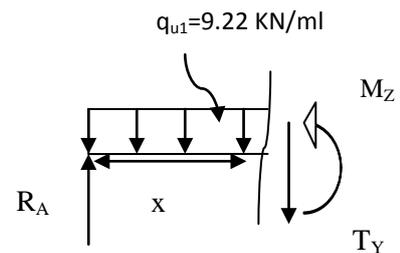
$$T(y) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(y) = 22.07 - 9.22x.$$

$$\begin{cases} x = 0 ; T(y) = 22.07 \text{ kN.} \\ x = 1.20 \quad . \quad T(y) = 22.07 - 9.22 \times 1.20 = 11.01 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{22.07}{9.22} = 2.39 \text{ m}$$

$$x = 2.39 \text{ m} \notin [0; 1.20].$$



• **Moment:**

$$M(z) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 22.07x - \frac{9.22}{2} x^2$$

$$M(z) = 22.07x - 4.61 x^2$$

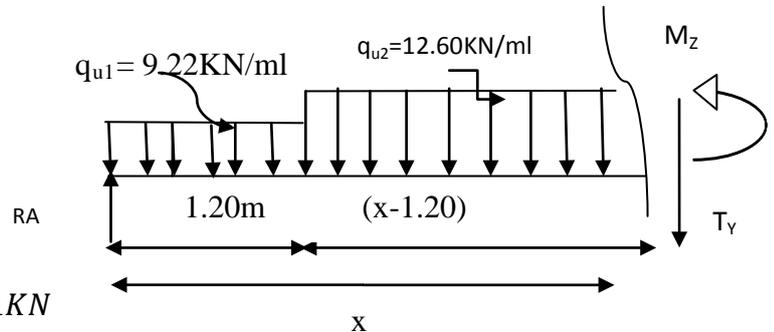
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, \quad M(z) = 19.85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-2^{ème} tronçon : 1.20 m ≤ x ≤ 2.7 m

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = R_A - q_{u1} (1.20) - q_{u2} (x-1.20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.20 \text{ m}; T(y) = 22.07 - 9.22 \times 1.20 = 11.01 \text{ KN} \\ x=2.7 \text{ m}; T(y) = 22.07 - 9.22 \times 1.20 - 12.60(2.7 - 1.20) = -7.089 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle Ty = 0 et Mz = max :

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u2}}{q_{u2}} = 2.07 \text{ m}$$

$$x = 2.07 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 2.7].$$

• **Moment:**

$$M(z) = R_A x - q_{u1} \times 1.20(x-0.6) - q_{u2} \frac{(x-1.20)^2}{2}$$

$$M(z) = 22.07x - 9.22 \times 1.20(x-0.6) - 12.60 \frac{(x-1.20)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.20 \text{ m} ; M(z) = 22.07(1.20) - 9.22 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 19.85 \text{ KN.m} \\ x=2.7 \text{ m} ; M(z) = 22.07(2.7) - 9.22 \times 1.20(2.7 - 0.6) - 12.60 \left(\frac{(2.7-1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=2.7) = 22.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.50m.

• **Effort tranchant:**

$$T(y) = -R_B + q_{u3} \cdot x.$$

$$T(y) = -21.72 + 9.22x.$$

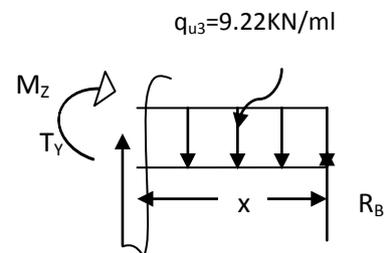
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 ; T(y) = -21.72 \text{ KN} \\ x=1.50 ; T(y) = -21.72 + 9.22 \times 1.50 = -7.89 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Moment:**

$$M(z) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 21.72x - \frac{9.22}{2} x^2$$

$$M(z) = 21.72x - 4.61 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 ; \quad M(z) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.50 \text{ m} ; \quad M(z) = 22.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.07\text{m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.07) = 22.07(2.07) - 9.22 \times 1.20(2.07 - 0.6) - 12.60 \left(\frac{(2.07-1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.07) = 24.66\text{KN.m}$$

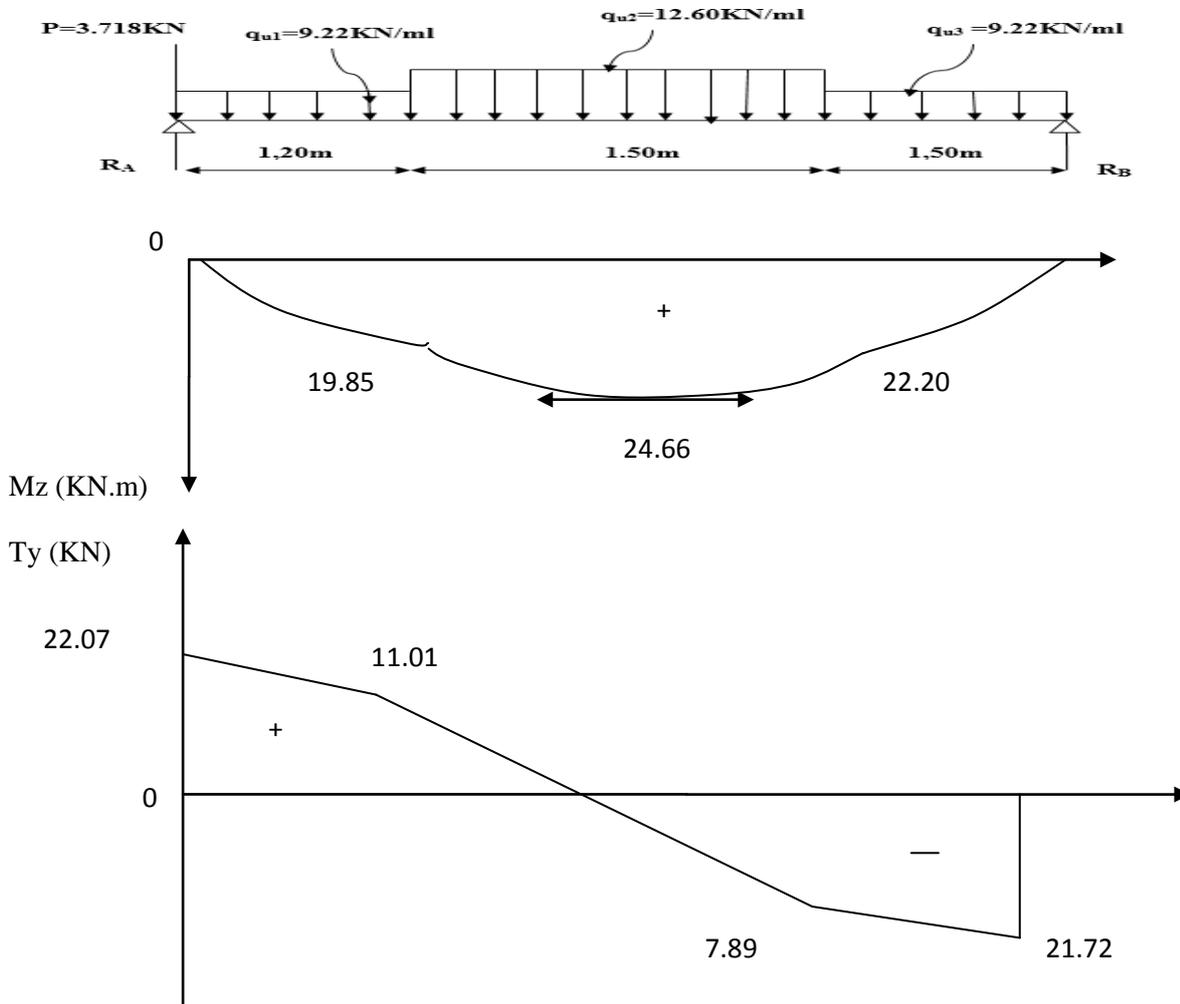


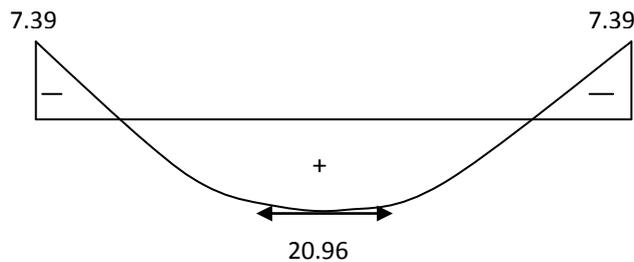
Fig III-4-5- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

Remarque:

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de moment M_z^{\max} par des coefficients de correction au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_z^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (24.66) = - 7.39\text{KN.m}$

En travées : $M_z^t = 0.85M^{\max} = 0.85 (24.66) = 20.96\text{KN.m}$



FigIII-4-6 :Diagramme des moments fléchissant (En tenant compte de l'encastrement partiel).

III-4-6- Vérification à l'ELS :**1-Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$.

Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 58.53 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{7.39 \times 10^6}{3.14 \times 10^2 \times 0,932 \times 180} = 140.29[\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 140.29 = 2.38MPa < 15MPa. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.43 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.900 \\ K_1 = 35 \\ K = \frac{1}{35} = 0,029 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{20.96 \times 10^6}{7.69 \times 10^2 \times 0.900 \times 180} = 168.25[\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 168.25 = 4.88MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.88MPa < 15MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Etat limite d'ouverture des fissuration :(BAEL91, Art A.5.34):

L'escalier est un élément couvert et par conséquent la fissuration peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

3- Vérification de la flèche:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h: \text{Hauteur de la poutre ; et } L: \text{Longueur libre de la plus grande travée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Avec: } f_e: \text{limite d'élasticité de l'acier; et } A: \text{section d'armature en travée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Avec: } M_t: \text{moment max en travée et } M_0: \text{Moment max isostatique}$$

Donc:

$$h/L = 20/400 = 0.05 < 1/16 = 0.0625 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit calculer la flèche:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

$$q_s = 12.60 \text{ KN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

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

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

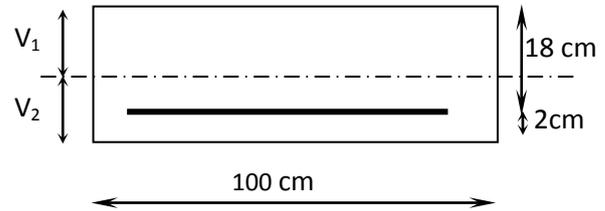
$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 18) = 22076.30 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène :

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7.69) = 2115.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22076.30}{2115.35} = 10.44 \text{ cm}; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.44)^3 + (9.56^3)) + 15 \times 7.69 \times (9.56 - 2)^2$$

$$I = 73646.53 \text{ cm}^4.$$

Donc:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.60 \times 10^3 \times (4.20)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 73646.53 \times 10^{-8}} = 0,0064 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.20}{500} = 0.0084 \text{ m}$$

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

III-5-Calcul de la poutre brisée:

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière brisée destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastree à ses extrémités dans les poteaux .

Sa portée est de 3.90m (longueur libre entre nus d'appuis).

III-5-1-Pré dimensionnement:

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 35 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 30 cm)

➤ **Largeur :**

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 25 \text{ cm}$.

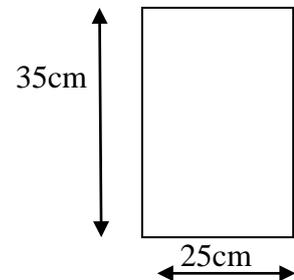
L'Art 7-5-1 du RPA99 version 2003 exige des conditions suivantes:

$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$h_t \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

$H_t/b \leq 4 \longrightarrow h_t/b = 1.4 < 4 \longrightarrow$ condition vérifiée.

La poutre aura donc une section de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.



III-5-2-Détermination des charges et surcharges revenant la poutre:

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_m = 1.30 \text{ KN/m}^2$)

❖ **Poids propre de la poutre :**

- **Parties A et C :** $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- **Partie B :** $0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34.22} = 2.65 \text{ KN/ml}$.

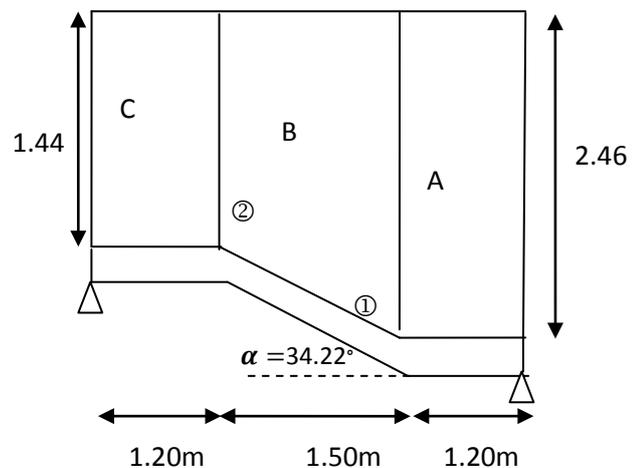
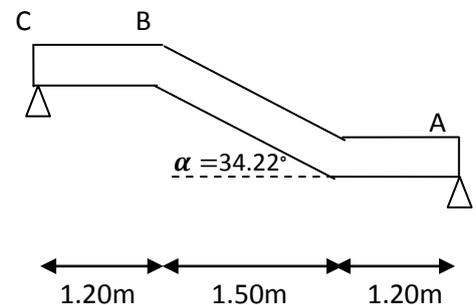
❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- **Parties A et C :** 30.10 KN/ml .
- **Partie B :** 0

❖ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- **Partie A :** $1.30 \times 2.46 = 3.20 \text{ KN/ml}$.
- **Partie C :** $1.30 \times 1.44 = 1.87 \text{ KN/ml}$.
- **Parties B :** On aura un chargement trapézoidale

Point 1 : 3.20 KN/ml ; Point 2: 1.87 KN/ml .



III-5-3-Calcul des efforts internes :

1-Combinaison des charges :

-A l'ELU :

Partie A : $q_u = 1.35(2.19 + 3.20) + 30.10 = 37.38\text{KN/ml}$.

Partie C : $q_u = 1.35(2.19 + 1.87) + 30.10 = 35.58\text{KN/ml}$

Partie B:Point 1 : $q_u = 1.35(2.65 + 3.20) + 0 = 7.89 \text{ KN/ml}$.

Point 2 : $q_u = 1.35(2.65 + 1.87) + 0 = 6.10 \text{ KN/ml}$.

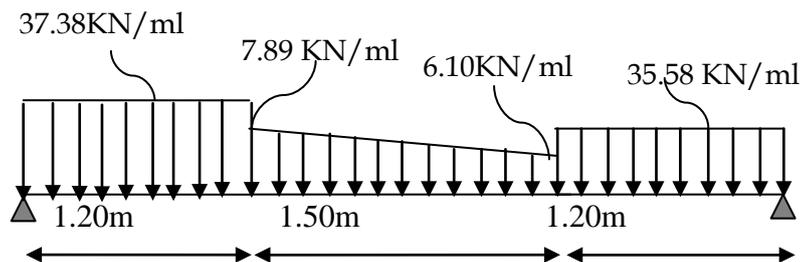


Figure III-5-1- Schéma statique à l'ELU

2- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 37.38 \times 1.20 + 6.10 \times 1.50 + \frac{7.89 - 6.10}{2} \times 1.50 + 35.58 \times 1.20$$

$$R_A + R_B = 98.04\text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$37.38 \times 1.20 \times 0.6 + 6.10 \times 1.50 \times 1.95 + (7.89 - 6.10) \times 0.75 \times 1.70 + 35.58 \times 1.20 \times 3.30 = R_B \times 3.90$$

$$\rightarrow R_B = 48.19 \text{ KN Et: } R_A = 49.85\text{KN}$$

-1^{ère} tronçon: $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\sum M = 0$$

$$M_z = -17.79 x^2 + 48.19 x$$

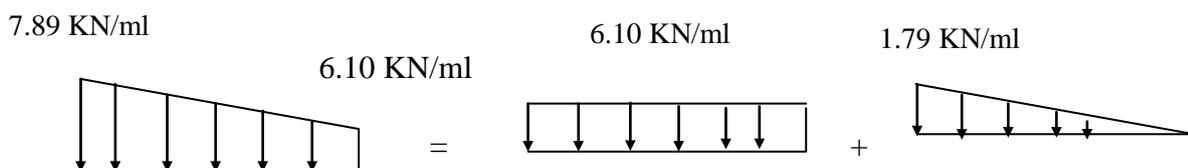
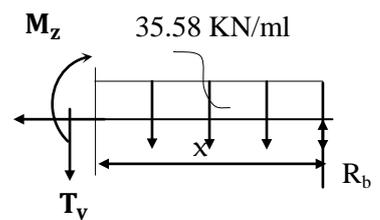
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.20 \text{ m} \rightarrow M_z = 36.48\text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -35.58x + 48.19$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 48.19 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.20\text{m} \rightarrow T_y = 5.49\text{KN}$

-2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

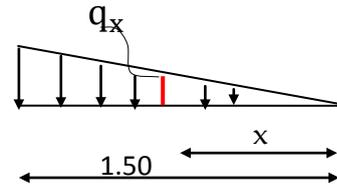
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



-Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x / q_x = 1.50 / 1.79 \quad ; \text{Donc: } q_x = 1.19x$$



$$\sum M = 0$$

$$M_z = 48.19(x + 1.20) - 35.58 \times 1.20 \left(x + \frac{1.20}{2}\right) - 6.10 \frac{x^2}{2} - \frac{(1.19x)x}{2} \frac{x}{3}$$

$$M_z = -0.2x^3 - 3.05x^2 + 5.49x + 83.43$$

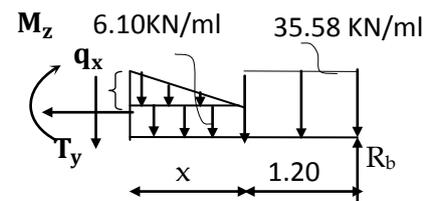
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 83.43 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1.50 \text{ m} \rightarrow M_z = 84.13 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -0.6x^2 - 6.1x + 5.49$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 5.49 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -5.01 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0.83 \text{ m}$

En injectant $x=0.83 \text{ m}$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 85.77 \text{ KN.m}$



-3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

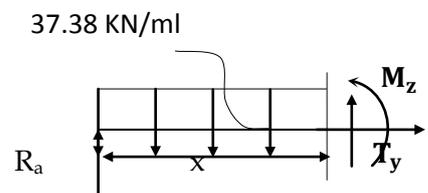
$$\sum M = 0$$

$$M_z = -18.69x^2 + 49.85x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.20 \rightarrow M_z = 32.90 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 37.38x - 49.85$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -49.85 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.20 \rightarrow T_y = -4.99 \text{ KN}$

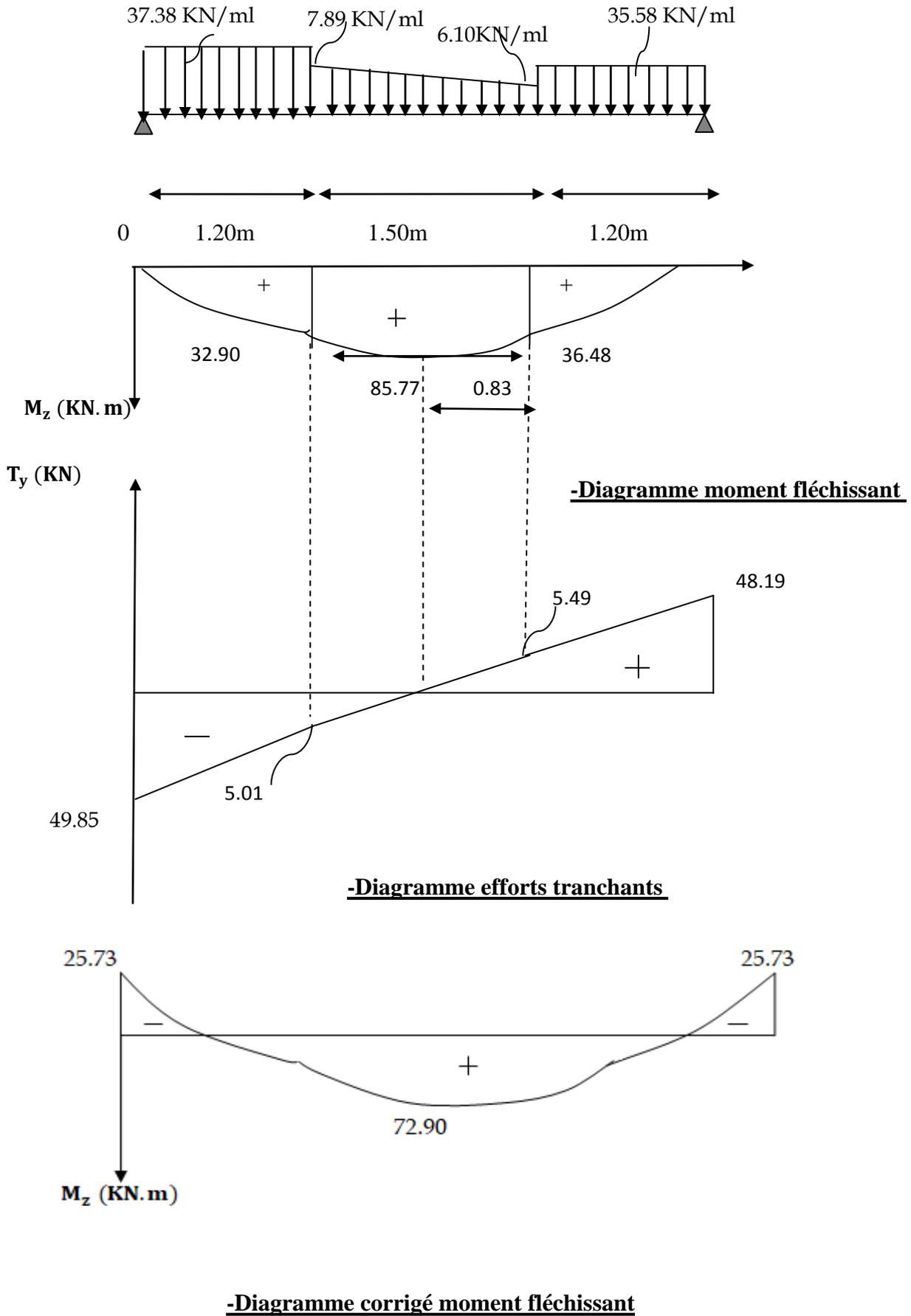


Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 85.77 = -25.73 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 85.77 = 72.90 \text{ KN.m}$



III-5-4-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{a \max} = 25.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 72.90 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t \max} = 72.90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{72.90 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0,20$$

$$\mu_b = 0,200 < 0,392 \quad \text{S.S.A.} \quad ; \mu_b = 0.200 \Rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{72.90 \times 10^3}{0.887 \times 32 \times 348} = 7.38 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } A_t = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 25.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.73 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0,070$$

$$\mu_b = 0,070 < 0,392 \quad \text{S.S.A.} \quad ; \mu_b = 0,070 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{25.73 \times 10^3}{0.964 \times 32 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

-Exigence du RPA99:(Art 7.52/RPA99version2003):

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc ;

$$4.52 + 9.23 = 13.75 \text{ cm}^2 > 0,5 \cdot b \cdot h / 100 = 4,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-5-5- Vérification à L'E.L.U:**1- Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91)**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$A_t = 9.23 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

2- Vérification de l'effort tranchant: (A.5.1.21 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{49.85 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,623 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \{0,2 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \}. \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,796 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3- Influence de l'effort tranchant :

- **Appuis de rive : (A.5.1.312 BAEL 91) :**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement pour cela, il faut vérifier cette condition:

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{T_u^{max}}{f_e / \gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1.15$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{49.85 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL91):**

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{2 \times T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 \times f_{ct28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2 \times 49.85 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 320} = 1.38 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

\rightarrow condition vérifiée.

4-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**(Art A.6.1.3/BAEL91):**

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \cdot \sum u_i} \quad \text{Avec: } \sum u_i : \text{ désignant la somme des périmètres utiles des barres .}$$

$$\sum u_i = n \pi \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{49.85 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.76} = 0.656 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et: } \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

5-Ancrage des barres aux appuis : (A.6.1, 23 BAEL 91)

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$ avec: $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$

$$l_s = \frac{.14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.8 \text{ mm} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{On prend: } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{On prend: } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

6-Les armatures transversales: (A.7.2,2 BAEL 91):

Les diametres des armatures transversales doivent être:

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12,10,25\} = 10mm$$

On prend $\phi_t = 8mm$:

Donc on adopte $4HA8 = 2,01cm^2 \longrightarrow$ (un cadre + étrier) $\phi 8$.

7-Espacement des armatures tansversales:BAEL 91 (A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9d;40cm\} = \min\{28,8;40cm\} = 28,8cm \quad \text{Soit: } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **En zone nodale (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = \min(8,75cm ; 14,4cm) = 8,75cm$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm \implies \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III-5-6-Calcul à L'ELS :

1-Combinaison de charges à l'ELS :

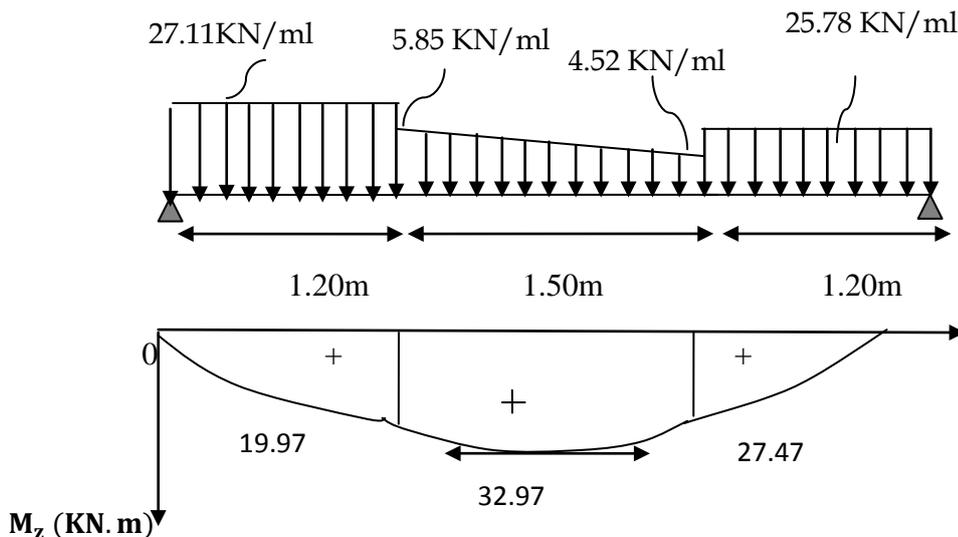
Partie A : $q_u = (2.19 + 3.20) + 21.72 = 27.11 \text{ KN/ml.}$

Partie C : $q_u = (2.19 + 1.87) + 21.72 = 25.78 \text{ KN/ml}$

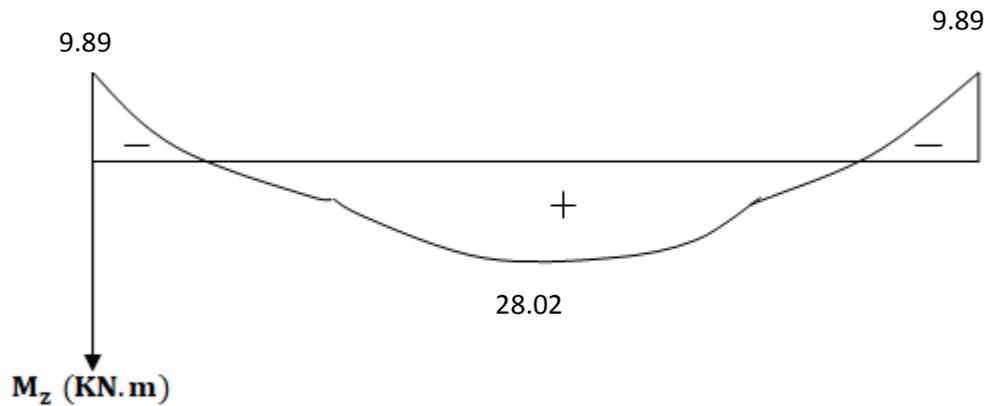
Partie B: Point 1 : $q_u = (2.65 + 3.20) + 0 = 5.85 \text{ KN/ml.}$

Point 2 : $q_u = (2.65 + 1.87) + 0 = 4.52 \text{ KN/ml.}$

2-Diagramme des moments à l'ELS:



-Diagramme moment fléchissant



-Diagramme corrigé moment fléchissant

III-5-7-Vérification à L'ELS:

1- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91)

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{25 \times 32} = 1.15$$

$$\rho_1 = 1.15 \Rightarrow \beta_1 = 0.854 ; K_1 = 19.25$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{28.02 \times 10^6}{0.854 \times 320 \times 9.23 \times 10^2} = 111.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{111.08}{19.25} = 5.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 32} = 0.57$$

$$\rho_1 = 0.57 \Rightarrow \beta_1 = 0.888 ; K_1 = 29.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.52 \times 10^6}{0.888 \times 320 \times 4.52 \times 10^2} = 35.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{35.19}{29.64} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

2- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

3- Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91):

Les règles du BAEL91, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned}
 1. \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{16} &\longrightarrow \frac{35}{390} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \\
 2. \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} &\longrightarrow \frac{35}{390} = 0,089 > \frac{28.02}{10 \times 85.77} = 0,033 \\
 3. \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} &\longrightarrow \frac{9.23}{25 \times 32} = 0,011 \leq \frac{4,20}{400} = 0,011
 \end{aligned}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion:

Le ferrailage de la poutre brisée se fera comme suit:

-Pour les armatures longitudinales:

- Le lit supérieur 6HA14
- Le lit inférieur 4HA12

-Pour les armatures transversales:

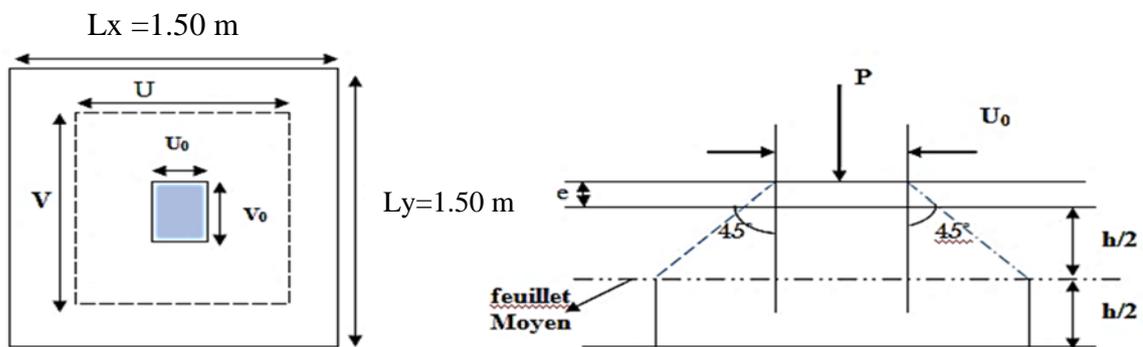
- Un cadre et un trier en T8.

III-6- Etude de la salle machine:

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2)$ appuyée sur ses 3 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, r. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III-6-1-Dimensionnement:

On a $L_x = 1.50 \text{ m}$ et $L_y = 1.50 \text{ m}$.



-L'épaisseur de la dalle:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{150}{30} = 5,00 \text{ cm}$$

-NB: le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$: on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

-Calcul de U et V :

On a:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\xi e + h_0/2) = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2(\xi e + h_0/2) = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

h_0 : hauteur de la dalle

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: coté de rectangle sur lequel q est concentré.

D'où:

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

III-6-2-A L'ELU: $v = 0$

a-Calcul des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} \end{cases}$$

Avec: μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson v .

On a:

$$\begin{cases} v = 0 \\ \rho = 1 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Poids de la dalle: $G = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN / ml}$

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml.

Donc: $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ KN / ml}$

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 6,56 \times (1,5)^2 = 0,54 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 1 \times 0,54 = 0,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b- Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x2} = q.(M_1 + v.M_2) \\ M_{y2} = q.(v.M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 : Coefficients données par les abaques de PIGEAUX en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\begin{aligned} \rho &= 1 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{105}{150} = 0,70 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{105}{150} = 0,70 \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,064 \\ M_2 = 0,064 \end{cases}$$

Et:

$$q_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / mL}$$

Donc:

$$\begin{cases} M_{x2} = qM_1 = 121,5 \times 0,064 = 7,78 \text{ KNm} \\ M_{y2} = qM_2 = 121,5 \times 0,064 = 7,78 \text{ KNm} \end{cases}$$

c- Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,54 + 7,78 = 8,32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,54 + 7,78 = 8,32 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient (0, 85) en travée et (- 0,3) aux appuis.

➤ **Moments en travée : 0,85 Mt :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 8,32 = 7,10 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,32 = 7,10 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis: 0,3 Ma :**

$$M_x^a = - 0,3 M_x = - 0,3 \times 8,32 = - 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = - 0,3 M_y = - 0,3 \times 8,32 = - 2,50 \text{ KN.m}$$

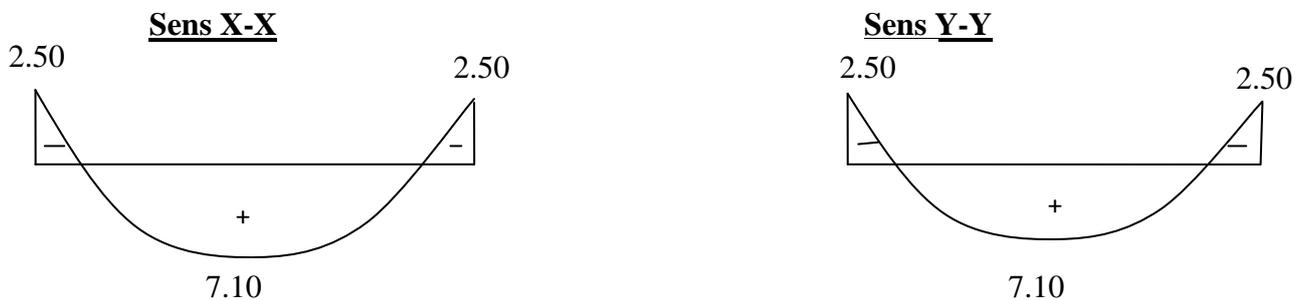


Fig III-6-1 – Les moments dans les 2 sens.

III-6-3-Ferraillage de la dalle :

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

1-Dans le sens x-x:

➤ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,10 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,035 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

D'ou : $\beta = 0,983$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,10 \times 10^5}{0,983 \times 12 \times 34800} = 1,73 \text{ cm}^2 .$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm²**. Avec un espacement de St = 25 cm .

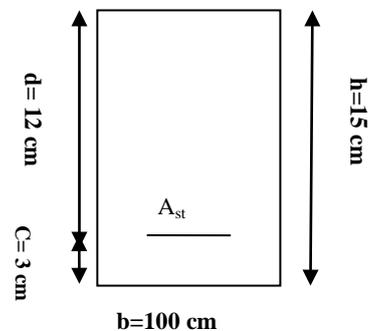
➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,50 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,012 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A.}$$

D'ou : $\beta = 0,994$.

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,50 \times 10^5}{0,994 \times 12 \times 34800} = 0,60 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 8 = 2,01 cm²** avec un espacement St = 25 cm.



2-Dans le sens y-y:➤ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,10 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,035 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

D'ou : $\beta = 0,983$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,10 \times 10^5}{0,983 \times 12 \times 34800} = 1,73 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm². Avec un espacement de St = 25 cm .

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,50 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,012 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

D'ou : $\beta = 0,994$.

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,50 \times 10^5}{0,994 \times 12 \times 34800} = 0,60 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8 = 2,01 cm² avec un espacement St = 25 cm.

III-6-4- Vérification à L'ELU:**1-Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91):**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée..}$$

2-Écartement des barres (Art A-8-2-42-du BAEL91):

-L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm:

On a : $St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

- L'écartement des armatures dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée ,il ne doit pas dépasser 3h et 33 cm :

On a : $St = 25 \text{ cm} \leq (3 h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$

3-Vérification au non poinçonnement :(Art : A.5.2. 42/ BAEL91):

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec:

q_u : charge de calcul a L'ELU .

h_t : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U+V) = 2 (1,05+1,05) = 4,20 \text{ m.}$$

$$q_u = 90 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 472,5 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4-Vérification des contraintes tangentielles:

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc:

➤ **Au milieu de l_y on a :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{p}{2ly+lx} = \frac{90}{2 \times 1,50 + 1,50} = 20 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de l_x on a :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3ly} = \frac{90}{3 \times 1,50} = 20 \text{ KN.}$$

On aura :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,167 \text{ MPa}$$

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

donc: $\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée

III-6-5- A L'ELS : $v = 0,2$:

$$q_s = G+Q = 3,75+1 = 4,75 \text{ KN/ml.}$$

a-Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_{y1} = \mu_y M_{x1}. \end{cases}$$

$$\text{Et on a : } \begin{cases} \rho = 1 \\ v = 0,2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x1} = 0,0442 \times 4,75 \times 1,50^2 = 0,472 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1 \times 0,472 = 0,472 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

b- les moments engendrés par le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x2} = q_s \times (M_1 + v M_2) \\ M_{y2} = q_s \times (v M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad \text{et } M_1 = 0,064 \text{ et } M_2 = 0,064$$

On aura :

$$\begin{cases} M_{x2} = 90 (0,064 + 0,2 \times 0,064) = 6,912 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 90 (0,2 \times 0,064 + 0,064) = 6,912 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c- Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,472 + 6,912 = 7,384 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,472 + 6,912 = 7,384 \text{ KN m}$$

➤ **Moments en travée : 0,85 Mt :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7,384 = 6,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,32 = 6,28 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis: 0,3 M_a:**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 7,384 = -2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 8,32 = -2,22 \text{ KN.m}$$

d-Ferraillage de la dalle :

1-Dans le sens x-x:

➤ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,28 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 20163} = 0,0022 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,922$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,28 \times 10^5}{0,922 \times 12 \times 20163} = 2,81 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,22 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 20163} = 0,00076 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,953.$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,22 \times 10^5}{0,953 \times 12 \times 20163} = 0,96 \text{ cm}^2$$

2-Dans le sens y-y:

➤ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,28 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 20163} = 0,0022 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,922$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,28 \times 10^5}{0,922 \times 12 \times 20163} = 2,81 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,22 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 20163} = 0,00076 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,953.$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,22 \times 10^5}{0,953 \times 12 \times 20163} = 0,96 \text{ cm}^2$$

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

III-6-6 –vérification à L'ELS:

a- Vérification de la contrainte de compression dans le béton:**1-Sens x-x :****En travée:**

$$M_x^t = 6,28 \text{ KN.m et } A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \longrightarrow K_1 = 46,73 \text{ et } \beta_1 = 0,919 \text{ et } 1/k_1 = 0,0214$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,28 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 181,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 181,35 \times 0,0214 = 3,881 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = - 2,22 \text{ KN.m et } A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \longrightarrow K_1 = 59,63 \text{ et } \beta_1 = 0,933 \text{ et } 1/k_1 = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,22 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 98,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 98,65 \times 0,016 = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Sens y-y :**En travée:**

$$M_y^t = 6,28 \text{ KN.m et } A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \longrightarrow K_1 = 46,73 \text{ et } \beta_1 = 0,919 \text{ et } 1/k_1 = 0,0214$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,28 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 181,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 181,35 \times 0,0214 = 3,881 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_y^a = - 2,22 \text{ KN.m et } A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \longrightarrow K_1 = 59,63 \text{ et } \beta_1 = 0,933 \text{ et } 1/k_1 = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,22 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 98,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 98,65 \times 0,016 = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{\square_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Donc :

$$\checkmark \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{6,28}{20 \times 7,384} = 0,043 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées on se dispense du calcul de la flèche.

INTRODUCTION :

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures. On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, ce qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique, Pour éviter le calcul manuel laborieux et peu fiable, et pour des résultats plus exacts et un travail facile l'outil informatique devient indispensable afin de modéliser une structure, de ces outils on utilisera l'ETABS pour aboutir aux résultats voulus.

IV-1-Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Anlyses Building System) :

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF. Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000.....

-Rappel :(terminologie):

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre.

- Manuel d'utilisation de L'ETABS:

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V 9.7:



IV-2-Etapes de modélisation :**1- Première étape:**

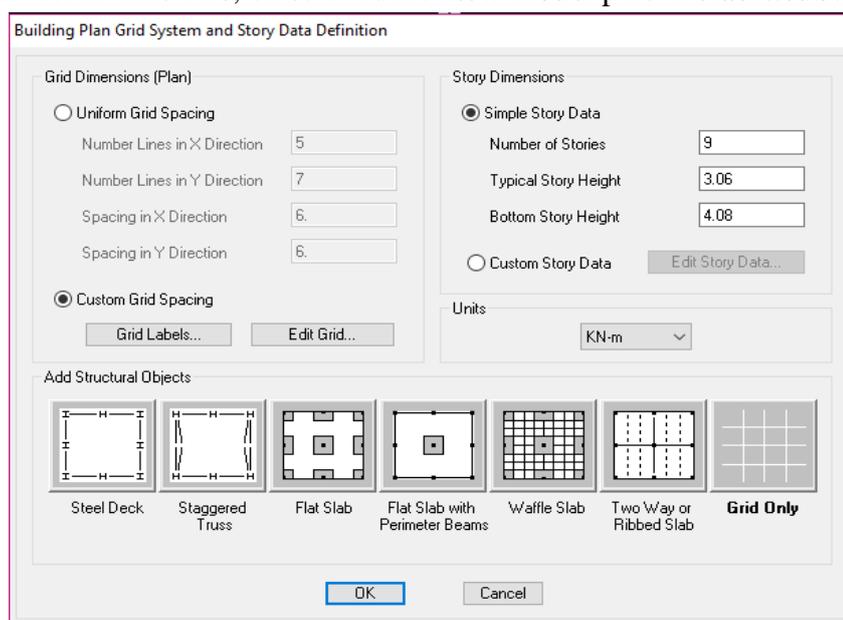
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a-choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **Kn-m** comme unités de base pour les forces et déplacements .

**b- Géométrie de base:**

En haut de l'écran dans **File**, on sélectionne **New model** puis **Default.edb**:

**cette option permet d'introduire :**

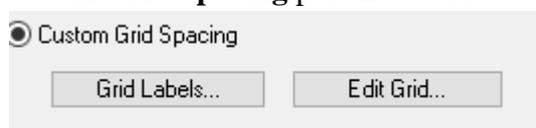
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.
- Le nombre de ligne dans la direction X ou Y (Number lines in X direction)
- Longueur de travée dans le sens de X ou Y (Spacing in X direction) (entre axe)
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La hauteur d'étage courant (Typical story height)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (Bottom story height)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

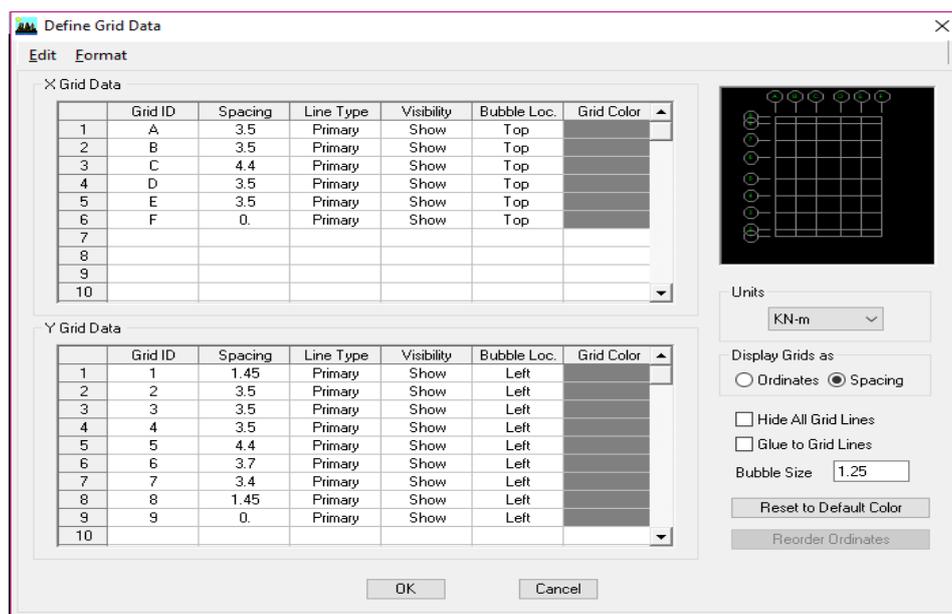
c-Modification de la géométrie de base:

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**:



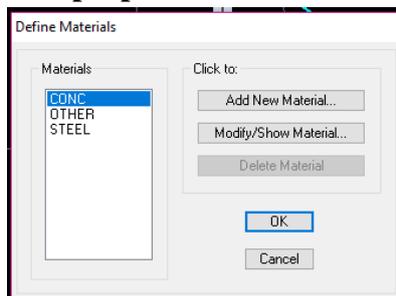
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok.



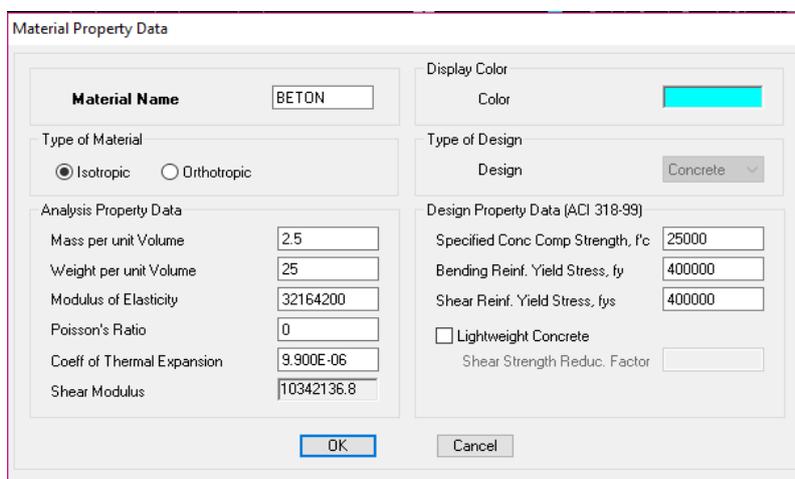
-2-deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux , l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material:**



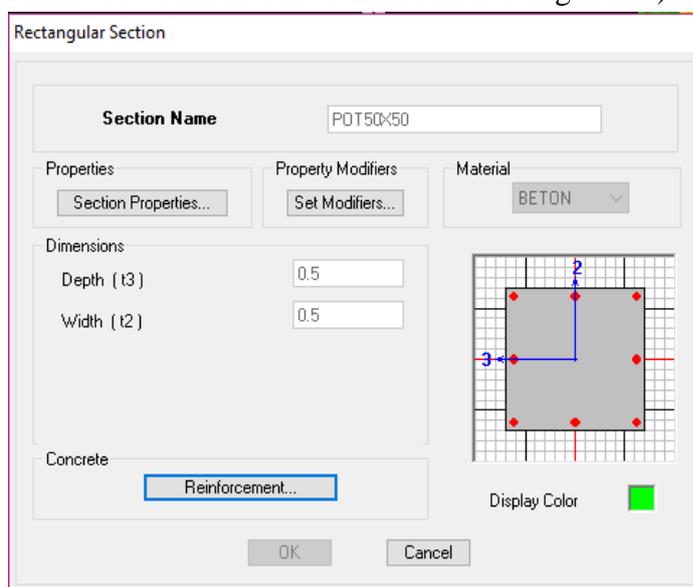
On clic sur **CONC** puis **Modify/show Material** et on écrit **BETON** dans la case Material name, et on apporte les modifications inscrites dans la Fig:



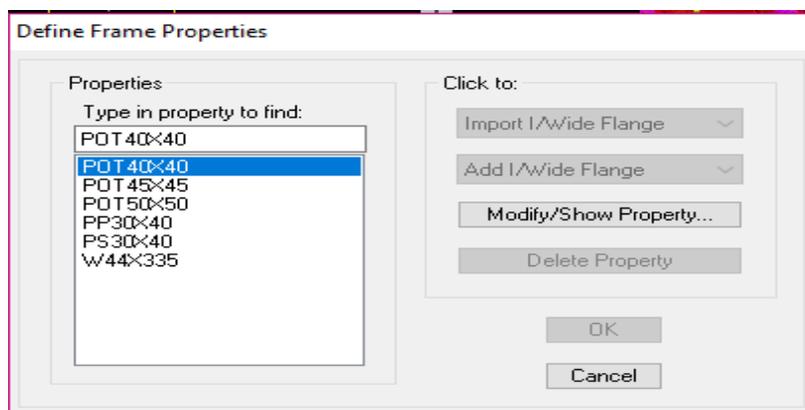
-3-Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux ,dalle et voile).

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



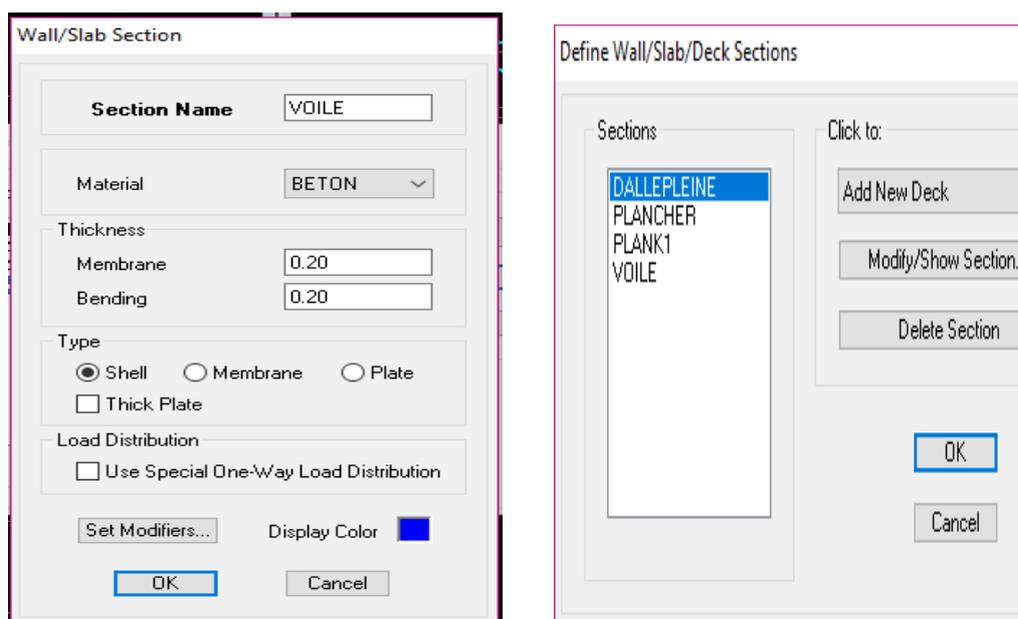
Les memes étape a chaque fois:



Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton Section properties on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur DECK1 puis **Modify/show section** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



4-Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

➤ **charge statique (G, Q) :**

La structure est soumise a **des charges permanentes (G)**, et a **des surcharges d'exploitation Q**, pour les définir on clique sur : **Define / Static Load Cases.**

1-Charge permanentes:

Load Name (Nom de la charge): G

Type: DEAD (permanente)

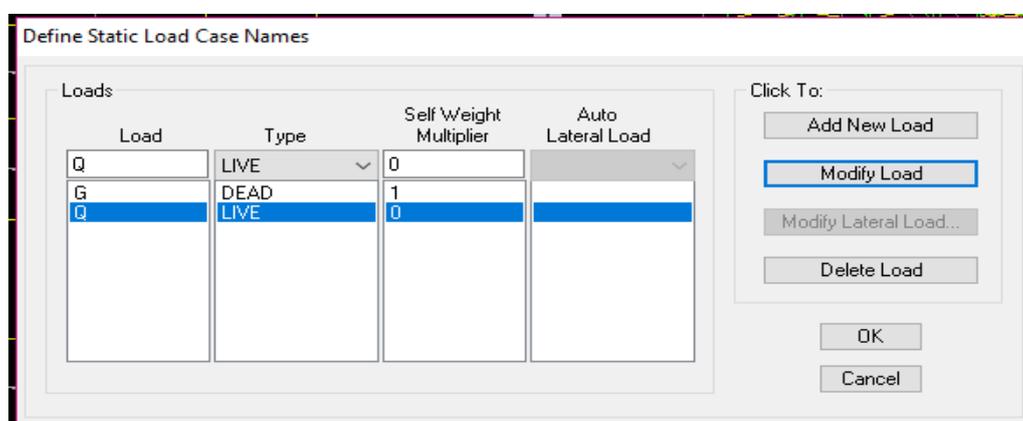
Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) 1.

2-Surcharge d'exploitation:

Load Name (nom de la charge) : Q

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) 0.



3-charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse ,
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de periods propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2

Coeff comportement : Mixte portique /voile avec interaction.

Remplissage : Dense

Site : S3

Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\sum P q$

$Q=1.05$

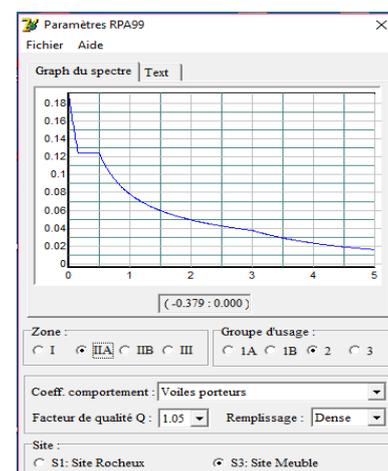
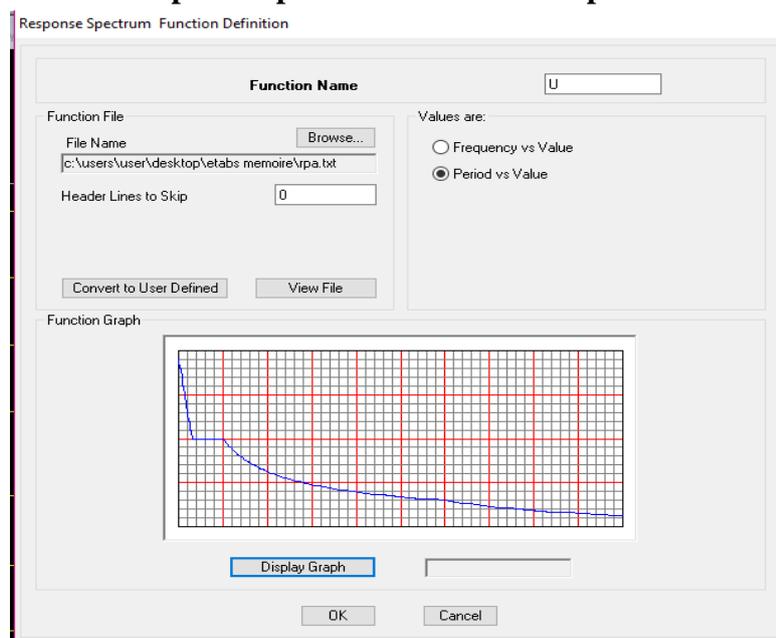


On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

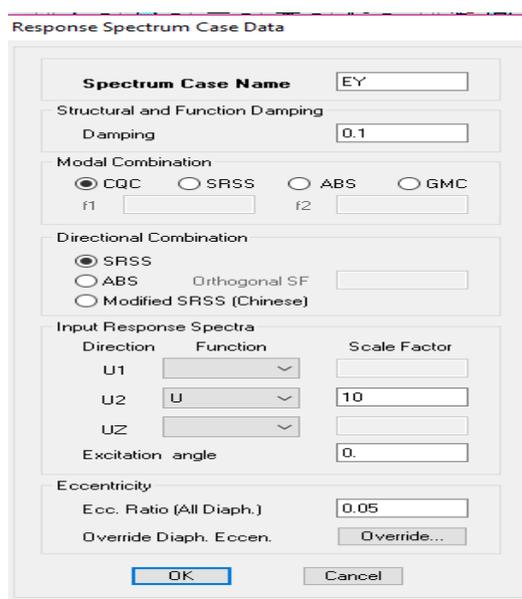
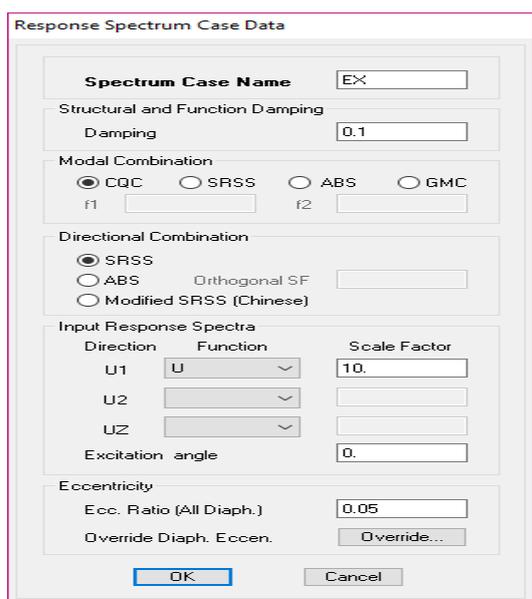
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la definition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1 et U2**).



5-Cinquième étape :

Introduction des combinaisons d’actions:

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites:

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- Combinaisons accidentelles du RPA :

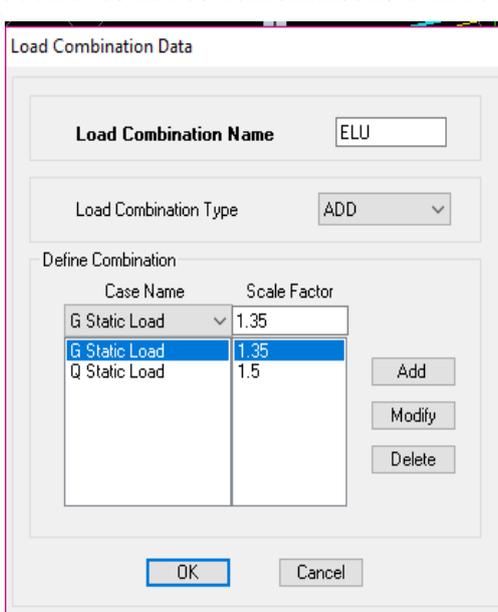
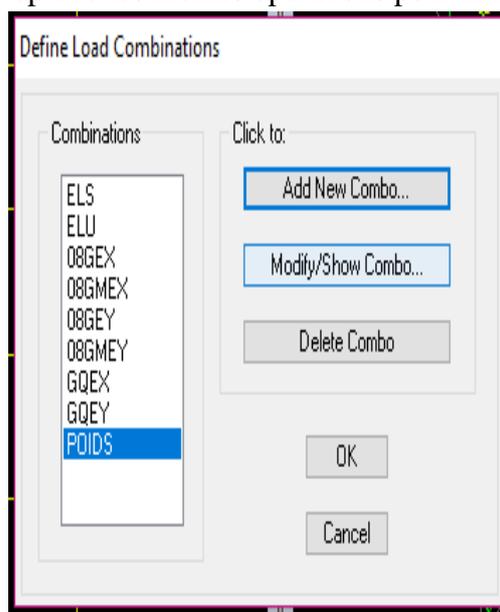
GQE : G+Q±E

08GE :0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define / load Combinations / Add New Combo

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.



6-Sixième étape :

Chargement des planchers :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers de chaque niveau et on introduit les Chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign / Frame/line loads / Distributed :

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de **chargement (G ou Q)**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

- Plancher RDC:

$G=5.56 \text{ KN/ml}$, $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$

-Plancher étage courant :

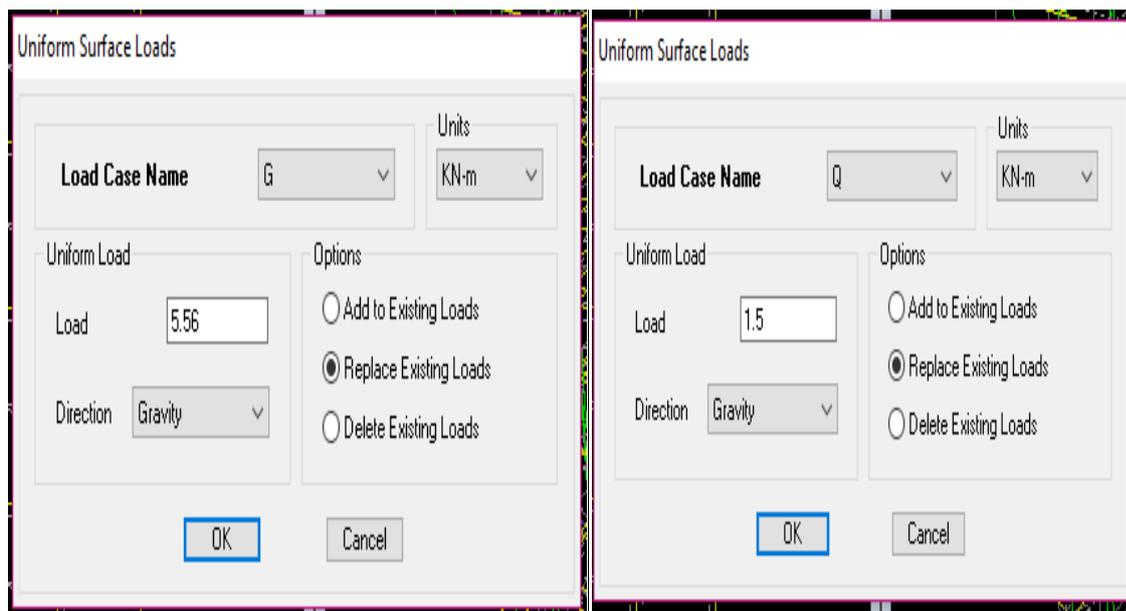
$G=5.56 \text{ KN/ml}$, $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

-Plancher terrasse inaccessible:

$G=5.83 \text{ KN/ml}$, $Q=1 \text{ KN/m}^2$

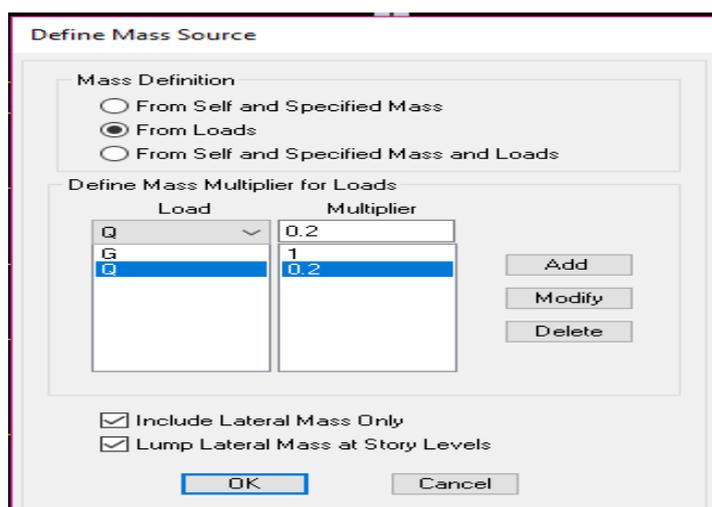
-Balcon en dalle pleine:

$G= 5.32 \text{ KN/ml}$, $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

**7-Septième étape:**

- **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**
- **Mass- Source :**

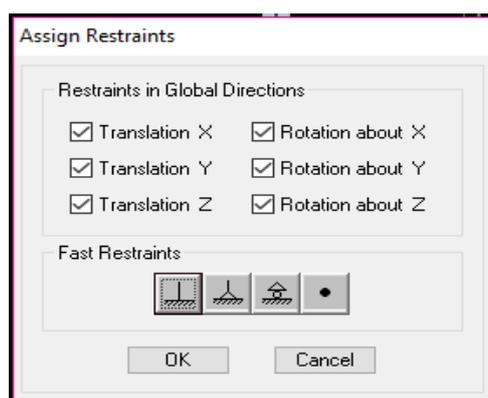
Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par : **Define** puis **Mass source** (ou )



- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds de la base puis on clique sur :

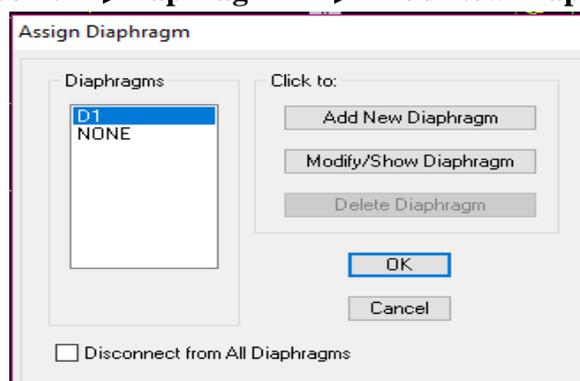
Assign → Joint/point → Restraints :



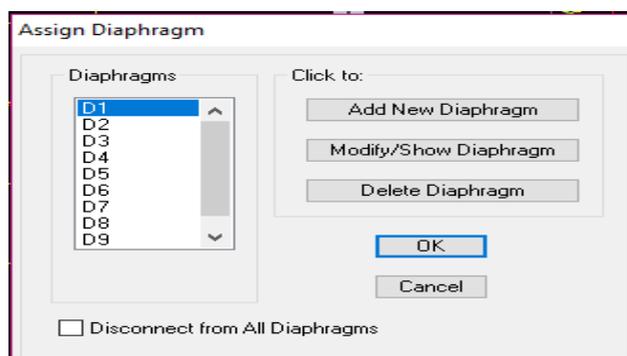
- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm (ou )



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.



8-Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats:

Pour le lancement de l'analyse : **Analyse** → **Run Analysis** (ou )
pour la visualisation des résultats :

-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 l'icône **Show Deformed Shape** () et on sélectionne une combinaison d'actions.

-Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** () dans le menu **Display**

-Efforts internes dans les éléments barres :

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

-Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions

- Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » Pour une

meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au **sens xx**, et **Uy** au **sens yy**,

-Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

-Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur **la vue en 2D** puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne **le plan XZ**

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

V-Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement
2. L'effort tranchant à la base.
3. L'excentricité.
4. Le pourcentage de participation de la masse modale.
5. Les déplacements relatifs.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Vérification de l'effort normal réduit.

V-1- Justification du système de contreventement :

-Pour les charges horizontales :

1-Sens xx :



Fig. V.1 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

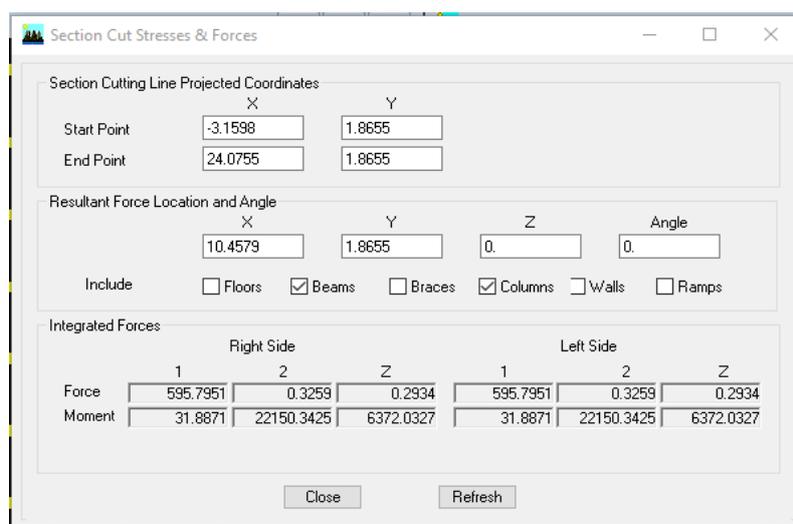


Fig. V.2 : Efforts repris par les portique selon Ex.



Fig. V.3 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

-Efforts repris par l'ensemble: 2884.0811 KN

-Efforts repris par les voiles : 2295.9286 KN

-Efforts repris par les portiques: 595.7951 KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 20.65%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 79.60%

1- Sens yy :



Fig. V.4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

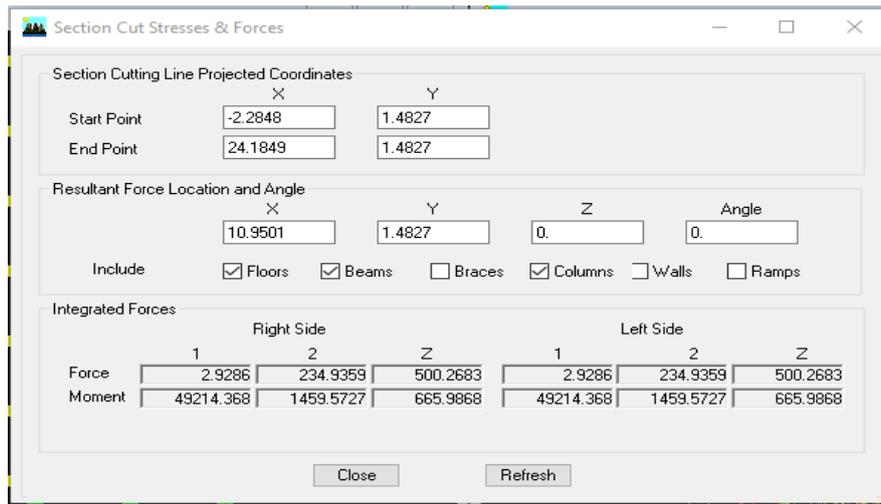


Fig. V.5 : Efforts repris par les portique selon Ey.

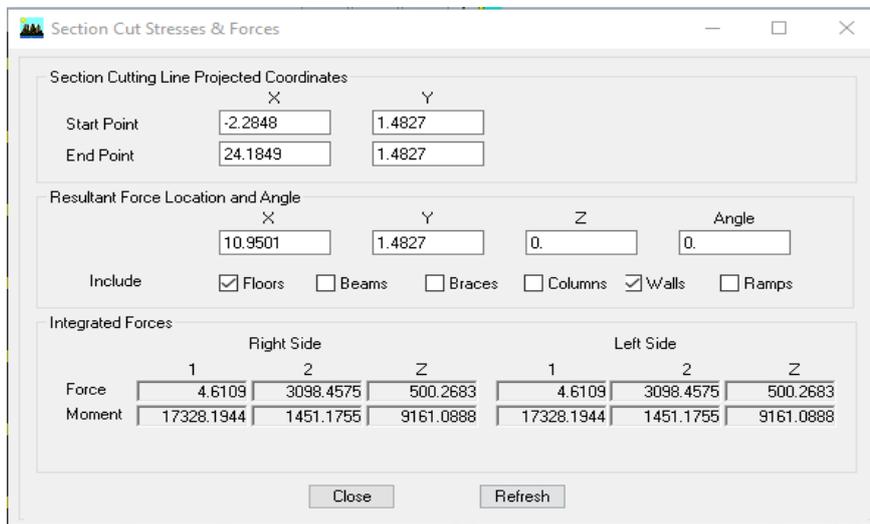


Fig. V.6: Efforts repris par les voiles selon Ey

-Efforts repris par l'ensemble : 3332.4868 KN .

-Efforts repris par les voiles : 3098.4575 KN .

-Efforts repris par les portiques:234.9359 KN.

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble: **7.05%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble: **92.97 %**.

- Pour les charges verticales :

D'après les résultats d'ETABS :

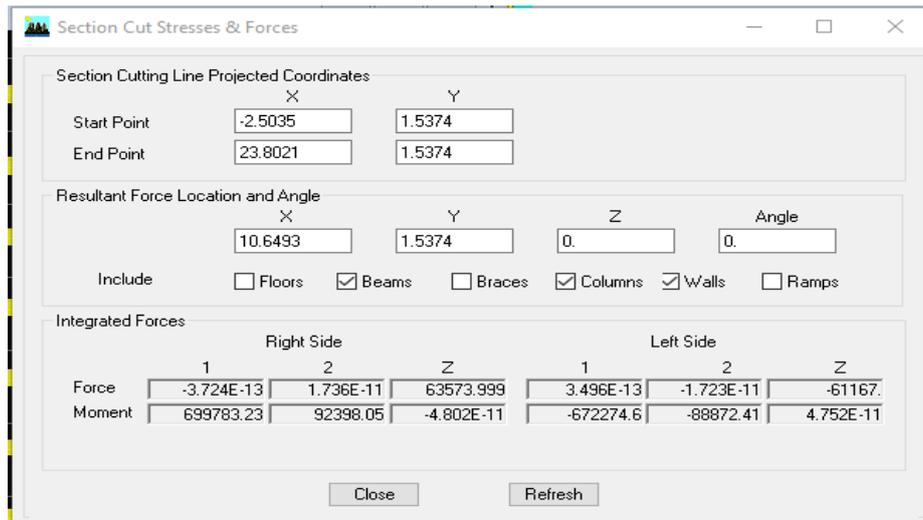


Fig. V.7: Efforts repris par l'ensemble

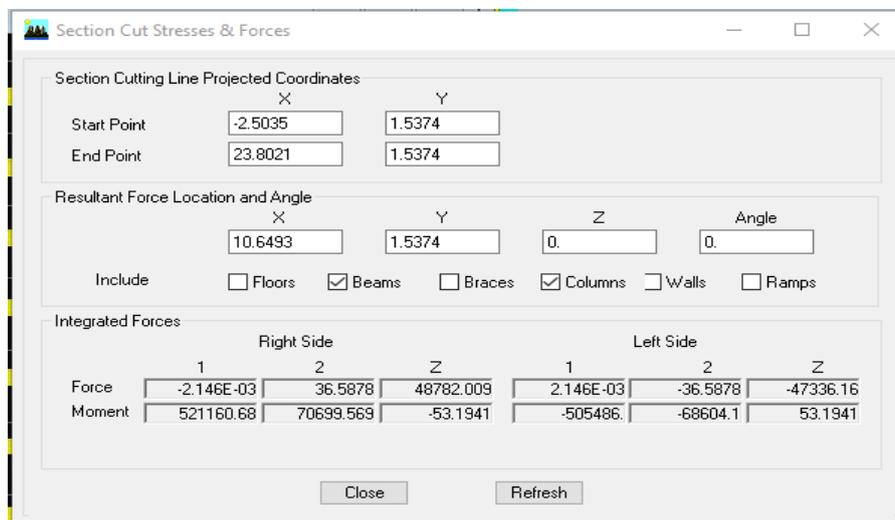


Fig. V.8 : Efforts repris par les portique .

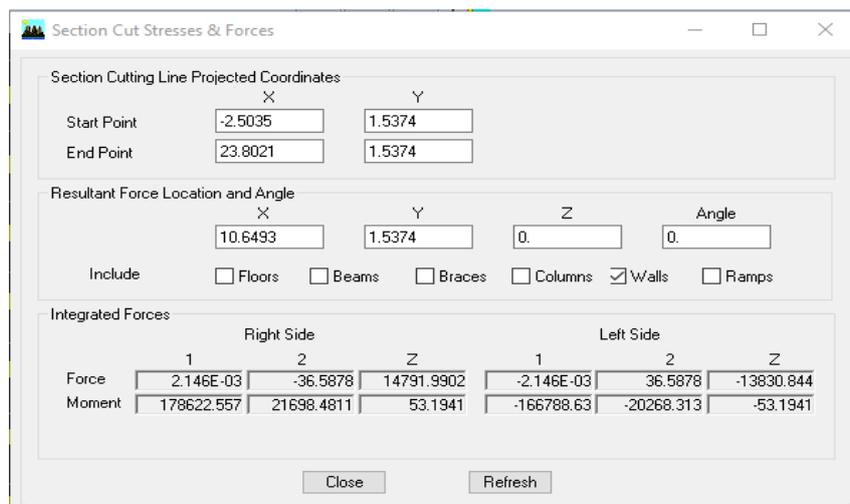


Fig. V.9: Efforts repris par les voiles .

-Efforts repris par l'ensemble : 63573.999 KN .

-Efforts repris par les voiles :14791.9902 KN .

-Efforts repris par les portiques:48782 KN.

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble: **76.73%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble: **23.26 %**.

Conclusion:

On constate que : L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de 70% des sollicitations dues aux charges horizontales).

-Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après le RPA99modifié2003, le système de contreventement est du type 2 : Système de contreventement assuré par des voiles porteur, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux. **Donc R=3.5**

V-2-Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) .

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad \text{(Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone , dépend de la zone sismique et deu groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W: le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.7

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

1- Détermination du facteur de qualité Q :

➤ **Sens longitudinal :**

Critères q	Observé/non	P_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0
2. redondance en plan	oui	0
3. régularité en élévation	Non	0.05
4. régularité en plan	oui	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau V.1: valeur des pénalités à retenir suivant l'axe X-X

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

➤ Sens transversal :

Critères q	Observé/non	p _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	oui	0
2. redondance en plan	oui	0
3. régularité en élévation	Non	0.05
4. régularité en plan	oui	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau V.2 : valeur des pénalités à retenir suivant l'axe Y-Y

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

D'ou:

$$Q_x = 1,05$$

$$Q_y = 1,05$$

2-Coefficient d'accélération de zone A dépend de deux paramètres :

- Groupe d'ousage = 2
- Zone sismique : D'après le tableau Tab 4.1 ⇒ **A = 0,15**
- R=3.5 (voiles porteurs)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} D = 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (T^2 / T)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \times (T^2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₁=0,15 ; T₂=0,5 voir le tableau 4.7(RPA)

η donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Quand :

$\xi = 10\%$; On a $\eta = 0,763$.

$\eta = 0,763 > 0,7$ \longrightarrow vérifiée.

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 28,56$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $C_T = 0,050$

Donc: $T = 0,050 \times 28,56^{3/4} = 0,62$ s $\longrightarrow T_2 < T < 3S$

-Vérification de la période selon l'RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4):

on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \rightarrow *show tables* , Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \rightarrow **modal information** \rightarrow **Building Modal Information**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.802060	75.1433	0.0000	0.0000	75.1433	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.565285	0.0000	70.7006	0.0000	75.1434	70.7006	0.0000	98.5334
3	0.529563	0.1243	0.0068	0.0000	75.2676	70.7074	0.0000	0.0097
4	0.234350	14.3379	0.0000	0.0000	89.6055	70.7074	0.0000	0.0000
5	0.137208	0.0001	18.4867	0.0000	89.6056	89.1941	0.0000	1.1536
6	0.131491	0.0369	0.0216	0.0000	89.6425	89.2157	0.0000	0.0014
7	0.111512	5.1504	0.0000	0.0000	94.7929	89.2157	0.0000	0.0000
8	0.065738	2.4354	0.0000	0.0000	97.2282	89.2157	0.0000	0.0000
9	0.060401	0.0001	6.0290	0.0000	97.2283	95.2448	0.0000	0.2394

On a :

$$T_{ETABS} = 0,80s < T \times 1,30 = 0,81$$
 s

$$\text{Donc: } D = 2,5\eta \times (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 \times (0,50 / 0,81)^{2/3} = 1,38.$$

- Calcul du poids total de la structure Wt :

Donné par ETABS

$$W_{TX} = W_{TY} = 41471,37$$
 KN

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,05}{3,5} \times 41471,37 = 2575,37$$
 KN.

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,05}{3,5} \times 41471,37 = 2575,37$$
 KN.

Vérification de l'effort tranchant:

- V_x étabs = 2884.08 KN > 80% $V_x = 0.8 \times 2575.37 = 2060.29$ KN → condition vérifier.

- V_y étabs=3332.49 KN > 80% $V_y = 0.8 \times 2575.37 = 2060.29$ KN → condition vérifier

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison modale est supérieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente

Donc l'effort tranchant a la base est vérifié

V-3 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA

$$|XCM - XCR \leq 5\% L_x| \quad . \quad |YCM - YCR \leq 5\% L_y|$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de rigidité

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	9.195	13.218	9.151	13.834
STORY2	D2	9.196	12.476	9.160	13.595
STORY3	D3	9.195	12.478	9.167	13.413
STORY4	D4	9.195	12.479	9.172	13.277
STORY5	D5	9.195	12.479	9.176	13.164
STORY6	D6	9.195	12.481	9.179	13.071
STORY7	D7	9.195	12.482	9.181	12.996
STORY8	D8	9.195	12.482	9.183	12.933
STORY9	D9	9.197	12.391	9.185	12.883

Tableau V-3- les coordonnées des centres de masse et des centres de rigidité:

Suivant le sens x-x-: On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% L_x = 0.05 \times 18.8 = 0.94:$$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5% L X	condition
STORY1	D1	9.195	9.151	0.044	0.94	C.V
STORY2	D2	9.196	9.160	0.036	0.94	C.V
STORY3	D3	9.195	9.167	0.028	0.94	C.V
STORY4	D4	9.195	9.172	0.023	0.94	C.V
STORY5	D5	9.195	9.176	0.019	0.94	C.V
STORY6	D6	9.195	9.179	0.016	0.94	C.V
STORY7	D7	9.195	9.181	0.014	0.94	C.V
STORY8	D8	9.195	9.183	0.012	0.94	C.V
STORY9	D9	9.197	9.185	0.012	0.94	C.V

Tableau V-4: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

-Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5 \% Ly = 0.05 \times 23.7 = 1.185:$$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	YCM-YCR	5% L Y	condition
STORY1	D1	13.218	13.834	-0.616	1.185	C.V
STORY2	D2	12.476	13.595	-1.11	1.185	C.V
STORY3	D3	12.478	13.413	-0.93	1.185	C.V
STORY4	D4	12.479	13.277	-0.79	1.185	C.V
STORY5	D5	12.479	13.164	-0.68	1.185	C.V
STORY6	D6	12.481	13.071	-0.59	1.185	C.V
STORY7	D7	12.482	12.996	-0.514	1.185	C.V
STORY8	D8	12.482	12.933	-0.45	1.185	C.V
STORY9	D9	12.391	12.883	-0.49	1.185	C.V

Tableau V-5: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V-4- Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y) ; (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.802060	75.1433	0.0000	0.0000	75.1433	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.565285	0.0000	70.7006	0.0000	75.1434	70.7006	0.0000	98.5334
3	0.529563	0.1243	0.0068	0.0000	75.2676	70.7074	0.0000	0.0097
4	0.234350	14.3379	0.0000	0.0000	89.6055	70.7074	0.0000	0.0000
5	0.137208	0.0001	18.4867	0.0000	89.6056	89.1941	0.0000	1.1536
6	0.131491	0.0369	0.0216	0.0000	89.6425	89.2157	0.0000	0.0014
7	0.111512	5.1504	0.0000	0.0000	94.7929	89.2157	0.0000	0.0000
8	0.065738	2.4354	0.0000	0.0000	97.2282	89.2157	0.0000	0.0000
9	0.060401	0.0001	6.0290	0.0000	97.2283	95.2447	0.0000	0.2394
10	0.058584	0.0194	0.0260	0.0000	97.2477	95.2708	0.0000	0.0010
11	0.043720	1.3130	0.0000	0.0000	98.5607	95.2708	0.0000	0.0000
12	0.036098	0.0002	2.5535	0.0000	98.5609	97.8243	0.0000	0.0386

Tableau V-5: Pourcentage de participation de la masse modale.

-La somme des masses modales dans le 9 éme mode est dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux direction , d’ou la condition de RPA est vérifiée.

V- 5-Vérification des déplacement relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. D'après le RPA 99 (art 4-43) : $\delta k = R \times \delta ek$

δek : déplacement dû aux forces sismiques F compris l'effet de torsion

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

-Suivant EX :

Story	Diaphragm	R	UX(δek)	δk (m)	Δk (m)	1%étage (m)	condition
STORY9	D9	3.5	0.0208	0.0728	0.006	0.0306	vérifiée
STORY8	D8	3.5	0.0189	0.066	0.007	0.0306	vérifiée
STORY7	D7	3.5	0.0167	0.0584	0.008	0.0306	vérifiée
STORY6	D6	3.5	0.0143	0.0500	0.009	0.0306	vérifiée
STORY5	D5	3.5	0.0117	0.0409	0.009	0.0306	vérifiée
STORY4	D4	3.5	0.0090	0.0315	0.009	0.0306	vérifiée
STORY3	D3	3.5	0.0063	0.0220	0.009	0.0306	vérifiée
STORY2	D2	3.5	0.0037	0.0129	0.007	0.0306	vérifiée
STORY1	D1	3.5	0.0015	0.0052	0.0052	0.0408	vérifiée

Tableau V-6: Vérification de déplacement relatif dans le sens x-x

-Suivant EY :

Story	Diaphragm	R	UY(δek)	δk (m)	Δk (m)	1%étage (m)	condition
STORY9	D9	3.5	0.0130	0.0455	0.005	0.0306	vérifiée
STORY8	D8	3.5	0.0114	0.0399	0.006	0.0306	vérifiée
STORY7	D7	3.5	0.0097	0.0339	0.005	0.0306	vérifiée
STORY6	D6	3.5	0.0080	0.028	0.006	0.0306	vérifiée
STORY5	D5	3.5	0.0062	0.0217	0.005	0.0306	vérifiée
STORY4	D4	3.5	0.0046	0.0161	0.005	0.0306	vérifiée
STORY3	D3	3.5	0.0030	0.0105	0.004	0.0306	vérifiée
STORY2	D2	3.5	0.0017	0.0059	0.006	0.0306	vérifiée
STORY1	D1	3.5	0.0007	0.0024	0.0024	0.0408	vérifiée

Tableau V-6: Vérification de déplacement relatif dans le sens x-x

Conclusion :

Les déplacements relatif de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs aux déplacements admissible.

V-6-Vérification de l'effet P-Delta:

Il faut calculer le coefficient $\theta = \Delta_k \times P_k / h_k \times V_k \leq 0.10$ (5.9 RPA99 VERSION 2003)

-Si $\theta_k < 0,10$: l'effet de 2eme ordre sont négligés.

P: poids total de la structure.

V: effort tranchant à l'étage considéré.

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement .

-Suivant X-X:

Story	P(t)	$\Delta X(m)$	h	V _x	θ_x
Story 9	4506.02	0.006	3.06	607.74	0.0145
Story8	8948.29	0.007	3.06	1121.73	0.0182
Story7	13390.57	0.008	3.06	1542.85	0.0226
Story6	17969.39	0.009	3.06	1901.83	0.0277
Story5	22548.22	0.009	3.06	2206.43	0.0300
Story4	27127.05	0.009	3.06	2459.94	0.0324
Story3	31858.50	0.009	3.06	2659.32	0.0352
Story2	36589.94	0.007	3.06	2807.18	0.0298
Story1	41471.37	0.0052	4.08	2884.08	0.0183

Tableau V-7- Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

-Suivant Y-Y:

Story	P(t)	$\Delta X(m)$	h	V _y	θ_y
Story 9	4506.02	0.005	3.06	745.64	0.0098
Story8	8948.29	0.006	3.06	1372.96	0.0127
Story7	13390.57	0.005	3.06	1855.81	0.0117
Story6	17969.39	0.006	3.06	2260.12	0.0155
Story5	22548.22	0.005	3.06	2600.84	0.0141
Story4	27127.05	0.005	3.06	2871.32	0.0154
Story3	31858.50	0.004	3.06	3087.31	0.0134
Story2	36589.94	0.006	3.06	3250.07	0.0088
Story1	41471.37	0.0024	4.08	3332.49	0.0025

Tableau V-7- Vérification L'effet P-Delta suivant Ex

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0,1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V-7-Vérification de effort normal aux réduit:

(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)

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

$$V = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec:

Nd: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28}: la résistance caractéristique du béton .

-Poteaux 50x50:

La valeur de Nd est prise à partir de logiciel étabs, Nd = 1771.58 KN.

$$V = \frac{1771.58 \times 10^3}{550 \times 500 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Poteaux 45x45:

Nd = 1060.57 KN.

$$V = \frac{1060.57 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.21 \leq 0.3 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Poteaux 40x40:

Nd = 503.05 KN.

$$V = \frac{503.05 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.13 \leq 0.3 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

V-8- Vérification de déplacement maximal de la structure:

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28.56}{500} = 0.05712$$

f : La flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment

$$\delta_{\max} = 0.02 < 0.05712 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Après avoir effectué les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux

Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VI-1-1-Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillessymétriquement. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% bh$)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50*50	20	100	150
Poteaux 45*45	16.2	81	121.5
Poteaux 40*40	12.8	64	96

Tableau VI.1-1 : les recommandations du RPA.

VI-1-2-Hypothese de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{cor}$

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

RPA99/modifiée2003 :

G+Q±E

0,8G±E

VI-1-3- Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2 \times h$

$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nus des poutres

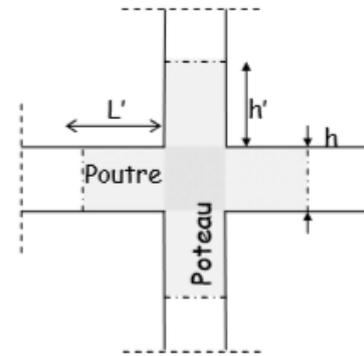


Figure VI.1.1. Délimitation de la zone nodale

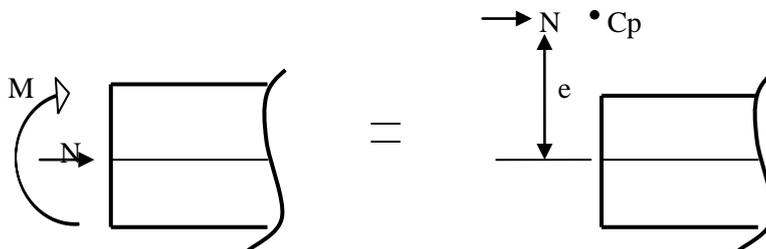
Niveau	Poteaux	he (cm)	$h' = \left\{ \max \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$		L' (cm)
Etage 6 et 7 et 8	40×40	306	$h' = \max (51,40,40,60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	70
Etage 3 et 4 et 5	45×45	306	$h' = \max (51,45,45,60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	80
Etage 1 et 2	50×50	306	$h' = \max (51,50,50,60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	90
RDC		408	$h' = \max (68,50,50,60 \text{ cm})$	$h' = 68 \text{ cm}$	90

TAB VI-1-2 : Délimitation des zones nodales.

VI-1-4: Calcul des armatures :

➤ **Calcul des Armatures longitudinales**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction. - Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M / N$



FigVI-1-2: Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Etape de calcul :

-Si : $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (1) \longrightarrow alors la section est partiellement comprimée.

-Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (2) \longrightarrow il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \text{(3)}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si l'inégalité (3) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se

fait comme suit : $\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

-Si l'inégalité (3) n'est pas vérifiée, alors **la section est entièrement comprimée**, donc il faut vérifier l'inégalité :

$$(d - c') N_u - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b d^2 f_{bu}$$

-Si l'inégalité est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

-Si l'inégalité n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0 \quad \text{Avec} : \quad \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poteaux de notre structure :

Etage	Section du poteau (cm ²)	Effort normal (kN)	Moment (KN.m)	e (cm)	h/2-c (cm)	nature	μ _b	M _f (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adop} (Cm ²)
Etage 6,7,8	40x40	N _{max} =38.15	M _{cor} =1.906	4.99	17	SPC	0.010 → SSA	8.39	0.44	12.8	4HA16+ 4HA14 =14.59
		N _{min} = -618.47	M _{cor} =13.289	2.15		SPC	0.152 → SSA	118.44	7.74		
		N _{cor} = -105.77	M _{max} =48.38 2	45.74		SPC	0.062 → SSA	66.36	2.28		
Etage 5,4,3	45x45	N _{max} =337.68	M _{cor} =2.429	0.72	19.5	SPC	0.061 → SSA	68.28	4.88	16.2	4HA16+ 8HA14 =20.35
		N _{min} = -1289.35	M _{cor} =14.338	1.11		SPC	0.236 → SSA	265.74	10.43		
		N _{cor} =-79.97	M _{max} =61.10 4	76.41		SPC	0.014 → SSA	76.70	2.99		
RDC et 1,2 ^{ème} Etage	50x50	N _{max} =1146.8 7	M _{cor} =3.806	0.33	22	SPC	0.163 → SSA	256.1	15.77	20	4HA20+ 8HA14 =24.87
		N _{min} = -1990.04	M _{cor} =-5.638	0.28		SPC	0.283 → SSA	443.38	24.52		
		N _{cor} = -48.34	M _{max} =61.24 1	126.6		SPC	0.046 → SSA	71.83	3.11		

Tab-VI-1-3- : Détermination des armatures longitudinales.

Remarque :

le ferraillage des poteaux se fait par zones tel que :

ZONE I : RDC ,1^{ère} ,2^{ème} étage.

ZONE II : 3^{ème} au 5^{ème} étage.

ZONE III : 6^{ème} au 8^{ème} étage.

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \longrightarrow & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \longrightarrow & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales :

• **En zone nodale IIa :**

$$S_t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

• **En zone courante IIa :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_1^{\min} = 21 \text{ cm}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

λ_g élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,7 l_0$).

La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:

$$A_{t \min} = \frac{A_t}{b l \times S_t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} = 0.3\% \cdot b_1 \cdot S_t \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{\min} = 0.8\% \cdot b_1 \cdot S_t \end{array} \right.$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing$ minimum.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	RDC	1 et 2 ^{ème} étage	Etage 3,4,5	Etage 6,7, 8
Section	50x50		45x45	40x40
Ø (cm)	1.4		1.4	1.4
l _f (cm)	285.6		214.2	214.2
λ _g	5.71		4.76	5.36
V (KN)	92.67		80.92	56.34
S _t zone nodale (cm)	10		10	10
S _t zone courante (cm)	15		15	15
ρ	2.5		2.5	2.5
A _{t min} (cm ²) (zone nodale)	1.50		1.62	1.20
A _{t min} (cm ²) (zone courante)	2.25		2.43	1.80
A _{t adop} (cm ²)	6HA8		6HA8	4HA8

TAB-VI-1-4- : Détermination des armatures transversales.

-Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales : $\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t = 8mm \geq \frac{20}{3} = 6.67mm. \longrightarrow$ condition vérifier.

VI-I-5-Vérfications à l'ELU :

1- Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	Poteaux	T_{max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	τ_{bu} (Mpa)	La condition
Etage 6,7,8	40x40	56.34	40	37	5.36	0.075	1.875	0.38	Condition vérifiée
Etage 3,4,5	45x45	80.92	45	42	4.76	0.04	1	0.43	Condition vérifiée
RDC, étage 1,2	50x50	92.67	50	47	5.71	0.075	1.875	0.39	Condition vérifiée

TAB-VI-1-5 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

2- Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$.

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70.54 \text{ cm} \longrightarrow$ soit $L_s = 75 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.43 \text{ cm} \longrightarrow$ soit $L_s = 60 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow$ soit $L_s = 50 \text{ cm}$.

3) Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \phi$:

- Pour les HA14 : $L_r = 40 \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.
- Pour les HA16 : $L_r = 40 \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.
- Pour les HA20 : $L_r = 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.

VI-1-6: Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Etage	Section du poteau (cm ²)	Effort normal (kN)	Moment (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (Cm ²)	A _{adop} (Cm ²)	observation
Etage 6,7,8	40x40	N _{max} =-16.51	M _{cor} =-0.036	0.22	4.48	14.59	Condition vérifiée
		N _{min} = -449.02	M _{cor} =9.50	2.12	5.57		
		N _{cor} = -131.43	M _{max} =16.58	12.62	1.30		
Etage 5,4,3	45x45	N _{max} =-133.33	M _{cor} =0.563	0.42	5.80	20.35	Condition vérifiée
		N _{min} = -935.72	M _{cor} =11.307	1.21	6.23		
		N _{cor} =-554.77	M _{max} =13.23	2.38	7.08		
RDC et 1,2 ^{ème} Etage	50x50	N _{max} =-277.89	M _{cor} =0.808	0.29	7.12	24.87	Condition vérifiée
		N _{min} = - 1443.27	M _{cor} =-4.082	0.28	7.11		
		N _{cor} = -1115.16	M _{max} =18.781	1.68	7.97		

TAB VI-1-6: Vérification de la condition de non fragilité.

Conclusion :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_{s min} correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa .

Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

VI-2-1 :Recommandation du RPA99 / version 2003 :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone Π_a. ➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. ➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{max}=4\%b h$ en zone courante. $A_{max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*40	6	48	72

b) Armatures transversales(Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

• La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

• L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) \dots \dots \dots \text{en zone nodale et en travée}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$en dehors de la zone nodale

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right]$$

φ_l :Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

VI-2-2: Calcul des armatures :

➤ **Calcul des armatures longitudinales:**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Etapas de calcul:

Calcul du moment réduit :
$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c=0$

Si : $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

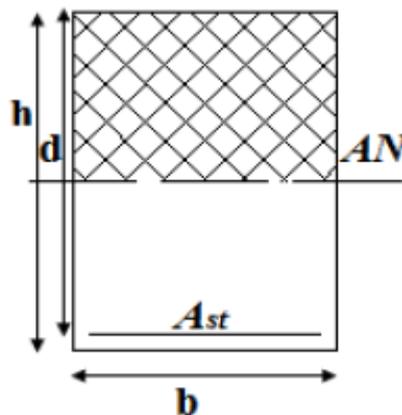


Figure VI-2-1 :section simplement armée.

2^{eme} cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$:

Si : $\mu_b > \mu_1 = 0.392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$\left\{ \begin{aligned} A_{st} &= A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_e}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \\ A_{sc} &= \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \end{aligned} \right.$$

Avec :

$$\begin{cases} M_e = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \\ f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \\ \Delta M = M_u - M_e \end{cases}$$

M_u: Moment sollicitant.

M_e: Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

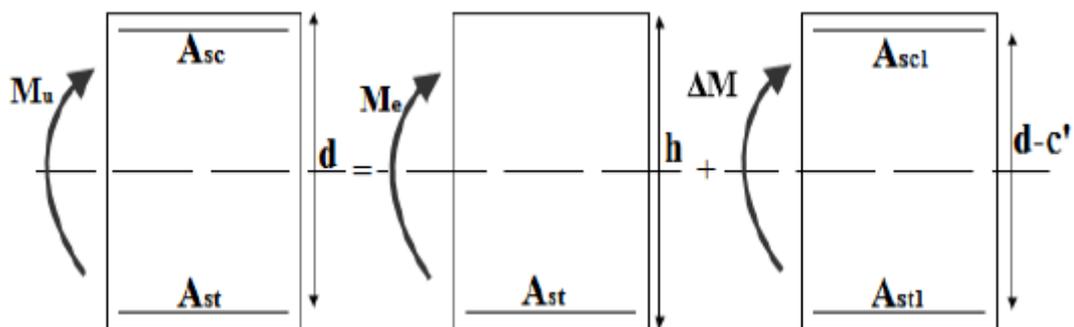


Figure VI-2-2 : section doublement armée.

Remarque :

On opte même ferraillage pour les poutres principales et secondaires partout les niveaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

TAB VI-2-1 :Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

• **Poutre secondaire:**

	M _u	situation	μ	obs	β	A _{st}	A _{min}	ferraillage	A _{adp}
travée	27.612	ELU	0.0273	SSA	0.986	1.89	6	3HA14+2HA12	6.88
appui	90.57	ACC	0.0895	SSA	0.953	6.42	6	3HA14+3HA12	8.007

Tableau VI-2-2 : Ferraillage de poutres secondaires.

- **Poutre principale :**

	M _u	situation	μ	obs	β	A _{st}	A _{min}	Ferraillage	A _{adp}
travée	53.225	ELU	0.0526	SSA	0.973	3.70	6	3HA14+2HA12	6.88
appui	141.3	ACC	0.1396	SSA	0.924	10.33	6	3HA14+3HA16	10.64

Tableau VI-2-3 : Ferraillage de poutres principales.

VI-2-3 : Vérification à l'ELU:

1-Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :

$$A_{adopté} > A_{min}$$

-Calcul de la section minimale : $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifier.

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifier.

—————> La condition de non fragilité est vérifiée.

2-Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

✓ Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u^{max} = 118.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{118.53 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.07 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Poutres secondaire :**

$$T_u^{max} = 83.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{83.09 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.75 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifier.}$$

3-Influence de l'effort tranchant aux appuis:

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On doit vérifier que: $T_u^{max} \leq \overline{T_u^{max}} = 0.4 \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- **Poutres principales :**

$$T_u^{max} = 118.53 \text{ KN}$$

$$\overline{T_u^{max}} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = 118.53 \text{ KN} < \overline{T_u^{max}} = 666 \text{ KN} \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Poutres secondaires:**

$$T_u^{max} = 83.09 \text{ KN}$$

$$\overline{T_u^{max}} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 83.09 \text{ KN} < \overline{T_u^{max}} = 666 \text{ KN} \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $Tu - \frac{Mu}{0.9 \times d} > 0$ On doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer une effort égal à : $[Tu - \frac{Mu}{0.9 \times d}] \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'ou : $As \geq \frac{1.15}{f_e} [Tu - \frac{Mu}{0.9 \times d}]$

- **Poutres principales :**

$$118.53 - \frac{141.3}{0.9 \times 0.37} = -305.79 < 0$$

- **Poutres secondaire :**

$$83.09 - \frac{90.57}{0.9 \times 0.37} = -188.89 < 0$$

—————→ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

4-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

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

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ Poutres principales :

$$\sum U_i = 3\pi\phi = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\checkmark \tau_{se} = \frac{118.53 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 28.26} = 1.26 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

➤ Poutres secondaire :

$$\sum U_i = 3\pi\phi = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\checkmark \tau_{se} = \frac{83.09 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 24.49} = 1.02 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

—————→ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

5-Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$

• Pour les : $\phi = 16$: $L_s = 56.43 \text{cm}$ On prend $L_s = 60 \text{cm}$

• Pour les : $\phi = 14$: $L_s = 49.38 \text{cm}$ On prend $L_s = 50 \text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0, 4 \cdot i$, pour les aciers HA.

• Pour les : $\phi = 16$: $l_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{cm}$.

• Pour les : $\phi = 14$: $l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

a) **L'espacement des armature transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi; 30cm\right] \text{ en zone nodale et en travée} \\ St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

Poutres	Zone	St (cm)	St adopter(cm)
Principale	nodale	$St \leq \min[10; 16.8; 30cm]=10cm$	10
	courante	$St \leq \frac{40}{2}=20cm$	20
Secondaire	nodale	$St \leq \min[10; 16.8; 30cm]=10cm$	10
	courante	$St \leq \frac{40}{2}=20cm$	20

b) **Le diamètre minimale :** $\Phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right]$

• **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min\left[\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12\right] = \min(11.42 ; 30, 12)$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier).

• **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min\left[\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 14\right] = \min(11.42 ; 30, 14)$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier).

c) **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times st \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8cm^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} = 2.01 > A_t^{\min} = 1.8cm^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

d-**Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h' : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e = Hauteur entre nus des poteaux.

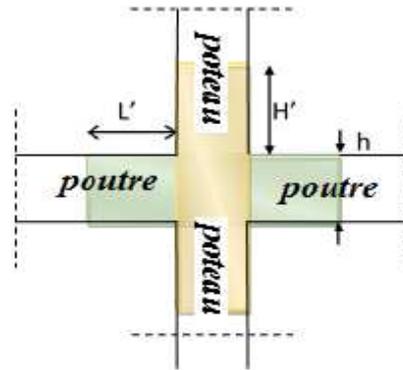


Figure VI-3: Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max(68; 50; 50; 60\text{cm}) = 68\text{cm}$.
- Poutre Principale $l' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

VI-2-4 : Vérifications à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible ,alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (\text{Armatures adoptées à l'ELU}).$$

β_1 et K_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100A}{b.d}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Niv		Ms	A _{adop}	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{bc}	obs
PP (30x40)	Appui	45.916	10.64	0.921	0.865	21.87	134.892	15	6.168	C.V
	Travée	19.835	6.88	0.596	0.883	27.07	88.247	15	3.26	C.V
PS (30x40)	Appui	70.807	8.007	0.693	0.879	26.21	271.998	15	10.376	C.V
	Travée	38.656	6.88	0.596	0.886	28.44	171.484	15	6.029	C.V

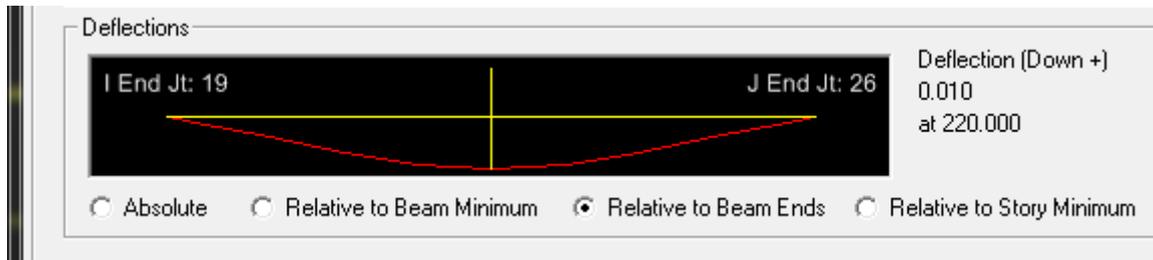
Tableau VI-2-4: Vérifications des ferraillages des poutres à l'ELS

ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Calcul de la flèche :

Sens (xx) :



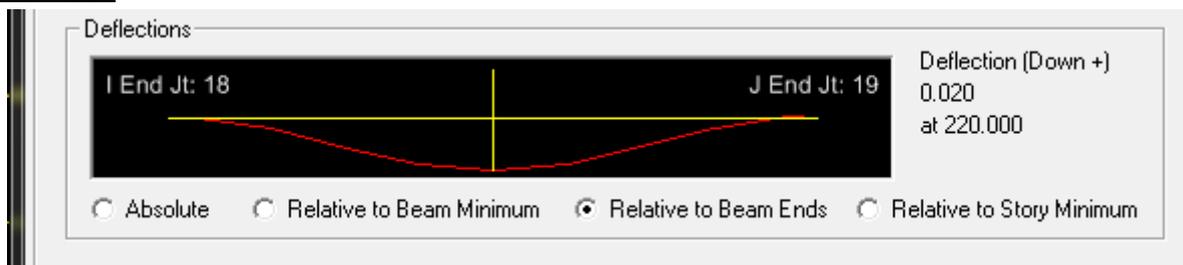
Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f = 0.010 \text{ cm}$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$f = 0.010 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

Sens (yy) :



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f = 0,020 \text{ cm}$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

$f = 0.020 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

→ **La flèche est vérifiée dan les deux sens.**

Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

VI-3-1- Recommandations et exigences du RPA:

a-Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.2 % $l_t e$.

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (St) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur 10ϕ .

D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 99/V2003 : $A_H \geq 0.15\%B$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c-Armatures transversales:

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

d- Armatures de couture:

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec: } \bar{V} = 1.4V_u$$

Et :

V_u: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e-Règles communes (armatures verticales et horizontales):

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est:

- A_{min} = 0.15 % → section globale du voile.
- A_{min} = 0.1 % → zone courante

-D'après (RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3):L'espacement des barres (horizontales et verticales) S < min (1,5e ; 30 cm).

- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < e/10$.

f-Longueur de recouvrement :

- L_r = 40 en zone qui peu être tendue.
- L_r = 20 en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

g- Armature pour les Potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$. avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

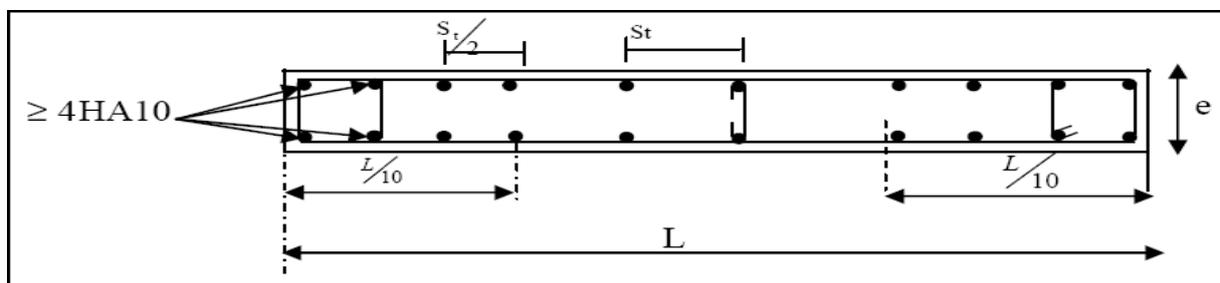
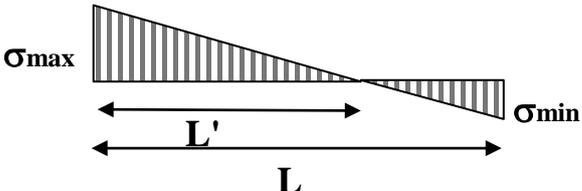
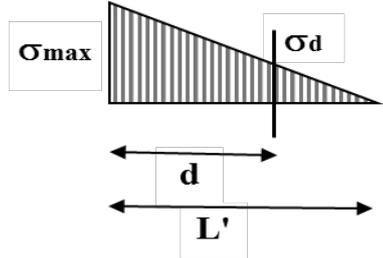
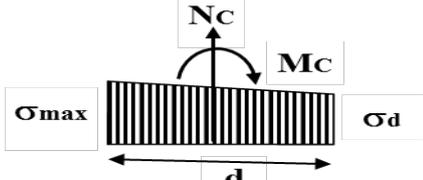


Fig VI-3-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-2: Exposé de la méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

<p>Type de sollicitation</p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC</i>.</p> 
<p>longueur de calcul « d »</p>	<p>$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c)$.</p>
<p>Largeur L'</p>	<p>$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$</p>
<p>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</p>	<p>$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$</p> 
<p>Calcul des efforts internes correspondants</p>	<p>$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$</p> 
<p>Calcul du ferraillage</p>	<p>$\gamma_s = 1$ γ_s : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> <p>$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ σ_s : Contrainte de calcul des acier</p> <p>$\sigma_s = 400,0$ [Mpa]</p> <p>$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ A_s : Section des armatures</p>
<p>Armatures minimales</p>	<p>$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (BAEL Art A4.2.1)</p> <p>$A_{min} \geq A = 0.002B$ (RPA Art 7.7.4.1)</p>

❖ -Vérification de la contrainte de cisaillement:**1- Selon le RPA99 (version 2003):**

On vérifie que:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec:

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot T$$

Avec:

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

2- Selon le BAEL 91:

$$\text{On vérifie que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 2.5MPa$$

Avec: τ_u : Contrainte de cisaillement

❖ Vérification à L'ELS:

Pour cet état, il considéré:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Avec:

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

Les résultats sont résumer dans les tableaux suivants:

Tableau VI-3-1: Ferrailage de voile VL1:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
h	3.68	2.66	2.66	
Solicitation de calcul	T(kN)	524.550	338.290	214.590
	N _{ser} (kN)	648.70	461.68	247.70
	Vu (kN)	734.370	473.606	300.426
	σ_{\max} (kN/m ²)	6517.020	2269.930	2257.000
	σ_{\min} (kN/m ²)	-9179.940	-962.330	-1466.620
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt (m)	1.17	1.40	1.21
	Lc (m)	0.83	0.60	0.79
	d (m)	0.78	0.94	0.81
	σ_1 (KN/m ²)	3059.980	756.643	752.333
N _I (KN)	954.42	283.40	243.21	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	23.86	7.08	6.08
	A _{v1} (cm ²)	20.20	13.02	8.26
	A'v1/bande/nappe	17.07	10.34	8.15
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3.12	3.75	3.23
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	18.27	15.82	15.82
	Choix de A (cm ²)	2*(3HA14+4HA12)	2*(7HA12)	2*(7HA12)
	St _{max}	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	4.567	3.96	3.96
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /ml		
Véfication des contraintes	τ_b (MPa)	2.040	1.316	0.835
	τ_u (MPa)	1.457	0.940	0.596
	σ_b (MPa)	1.461	1.066	0.572

Tableau VI-3-2 : ferrailage de voile ASC

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.38	0.38	0.38
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	129.460	39.010	30.720
	N _{ser} (kN)	114.20	137.70	68.85
	Vu (kN)	181.244	54.614	43.008
	σ_{\max} (kN/m ²)	3896.410	923.540	770.490
	σ_{\min} (kN/m ²)	-2702.410	-295.660	-557.650
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.12	1.44	1.10
	Lc	0.78	0.46	0.80
	d	0.75	0.96	0.73
	σ_1	1298.803	307.847	256.830
N ₁	388.57	118.15	75.49	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	9.71	2.95	1.89
	A _{vi} (cm ²)	4.98	1.50	1.18
	A'v1/bande/nappe	10.96	3.33	2.18
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2.99	3.84	2.94
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	13.56	13.56	13.56
	Choix de A (cm ²)	2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
	St _{max}	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3.39	3.39	3.39
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /ml		
Véification des contruction	τ_b (MPa)	0.530	0.160	0.126
	τ_u (MPa)	0.379	0.114	0.090
	σ_b (MPa)	0.285	0.343	0.172

Tableau VI-3-3:ferraillage de voile VT1:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	206.880	178.940	130.300
	N _{ser} (kN)	814.45	599.37	326.88
	Vu (kN)	289.632	250.516	182.420
	σ_{max} (kN/m ²)	5560.580	3562.010	3162.020
	σ_{min} (kN/m ²)	-2486.760	-1710.910	-2545.160
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.38	1.35	1.11
	Lc	0.62	0.65	0.89
	d	0.92	0.90	0.74
	σ_1	1853.527	1187.337	1054.007
N ₁	683.07	427.78	311.45	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17.08	10.69	7.79
	A _{vi} (cm ²)	7.96	6.89	5.02
	A'v1/bande/nappe	19.07	12.42	9.04
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3.69	3.60	2.95
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	20.53	18.08	13.56
	Choix de A (cm ²)	2*(3HA14+5HA12)	2*(8HA12)	2*(6HA12)
	St _{max}	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5.133	4.52	3.39
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /ml		
Véfication des contraintes	τ_b (MPa)	0.805	0.696	0.507
	τ_u (MPa)	0.575	0.497	0.362
	σ_b (MPa)	1.883	1.414	0.771

Tableau VI-3-4:ferrailage de voile VT2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	3.00	3.05	3.10
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.6	0.61	0.62
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	612.400	442.760	252.460
	N _{ser} (kN)	1121.82	809.99	433.67
	Vu (kN)	857.360	619.864	353.444
	σ_{\max} (kN/m ²)	6392.070	3087.010	1729.040
	σ_{\min} (kN/m ²)	-3744.750	-1438.140	-1181.570
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.89	2.08	1.84
	Lc	1.11	0.97	1.26
	d	1.26	1.33	1.23
	σ_1	2130.690	1113.748	576.347
N ₁	1074.86	558.70	283.03	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	26.87	13.97	7.08
	A _{vj} (cm ²)	23.58	17.05	9.72
	A'v1/bande/nappe	32.77	18.23	9.51
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5.04	5.32	4.91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	33.59	25.05	20.35
	Choix de A (cm ²)	2*(3HA16+7HA14)	2*(3HA14+7HA12)	2*(9HA12)
	St _{max}	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	8.397	6.375	5.087
	AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /ml		
Véification des contraintes	τ_b (MPa)	1.588	1.129	0.633
	τ_u (MPa)	1.134	0.806	0.452
	σ_b (MPa)	1.713	1.253	0.668

Tableau VI-3-5: ferrailage de voile VT3:

Zone	I	II	III
	Caractéristiques géométriques		
hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
L (m)	3.20	3.25	3.30
e (m)	0.20	0.20	0.20
B (m ²)	0.64	0.65	0.66
h	3.68	2.66	2.66
Sollicitation de calcul			
T(kN)	709.680	542.210	291.860
N _{ser} (kN)	1144.75	832.92	444.32
Vu (kN)	993.552	759.094	408.604
σ_{max} (kN/m ²)	7065.910	3590.110	1771.470
σ_{min} (kN/m ²)	-4667.680	-2113.680	-1265.860
σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
Lt	1.93	2.05	1.92
Lc	1.27	1.20	1.38
d	1.28	1.33	1.28
σ_1	2355.303	1255.944	590.490
N ₁	1210.33	644.53	303.07
armatures verticales			
A _{v1} /bande (cm ²)	30.26	16.11	7.58
A _{vj} (cm ²)	27.32	20.88	11.24
A'v1/bande/nappe	37.09	21.33	10.39
armatures minimales			
A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5.14	5.32	5.13
Ferrailage adopté pour les armatures verticales			
A'v1 adopté (cm ²)	40	29.39	29.39
Choix de A (cm ²)	2*(13HA14)	2*(13HA12)	2*(13HA12)
St _{max}	30	30	30
Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales			
AH /nappe (cm ²)	10.00	7.35	7.35
AH adopté (cm ²)	11.775	8.635	8.635
choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales			
Espacement st(cm)	25	25	25
At adoptées	4 épingles HA8 /ml		
Véfication des contraintes			
τ_b (MPa)	1.725	1.298	0.688
τ_u (MPa)	1.232	0.927	0.491
σ_b (MPa)	1.635	1.200	0.631

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII-1: Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol:

- la contrainte admissible est de **2.30bars**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-2: Différents types de fondations :➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux .
- Les puits .

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII-3 : Vérification des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où: } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1443.27 \text{KN}, \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 230 \text{KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1443.27}{230}} = 2.51 \text{m} \longrightarrow A=B=3\text{m}.$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

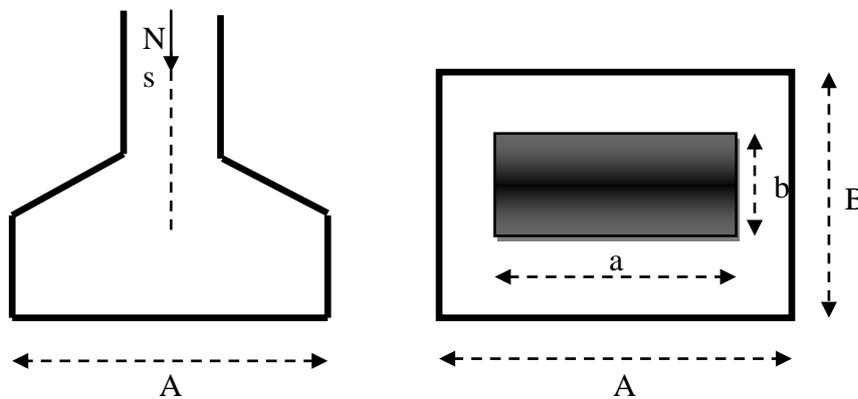


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle isolée

VII-4 : Semelles filantes :**1) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G+Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} : \text{Capacité portante du sol } (\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 230 \text{KN/m}^2 = 0,23 \text{MPa}).$$

B : Largeur de la semelle .

G et Q : charge et surcharge à la base du voile .

L : longueur de la semelle sous voile .

Sens transversal :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	841.31	2.00	1.83	3.66
V _{T1}	841.38	2.00	1.83	3.66
V _{T1}	904.79	2.00	1.97	3.94
V _{T1}	904.84	2.00	1.97	3.94
V _{T2}	1264.47	3.00	1.83	5.49
V _{T2}	1264.47	3.00	1.83	5.49
V _{T3}	1312.46	3.20	1.78	5.70
V _{T3}	1312.46	3.20	1.78	5.70
				St=37.58

Tableau VII-1 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) .**Sens longitudinal :**

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL ₁	1312.43	2.00	2.85	5.70
VL ₁	1312.46	2.00	2.85	5.70
VL ₁	1264.41	2.00	2.75	5.50
VL ₁	1264.47	2.00	2.75	5.50
				St = 22.40

Tableau VII-2 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) .

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$SV = \sum Si = 37.58 + 22.40 = 59.98 \text{ m}^2.$$

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges** $R = \sum N_i$

Avec:

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

$\sum N_i$: charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces** : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Avec:

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si : } e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si: } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

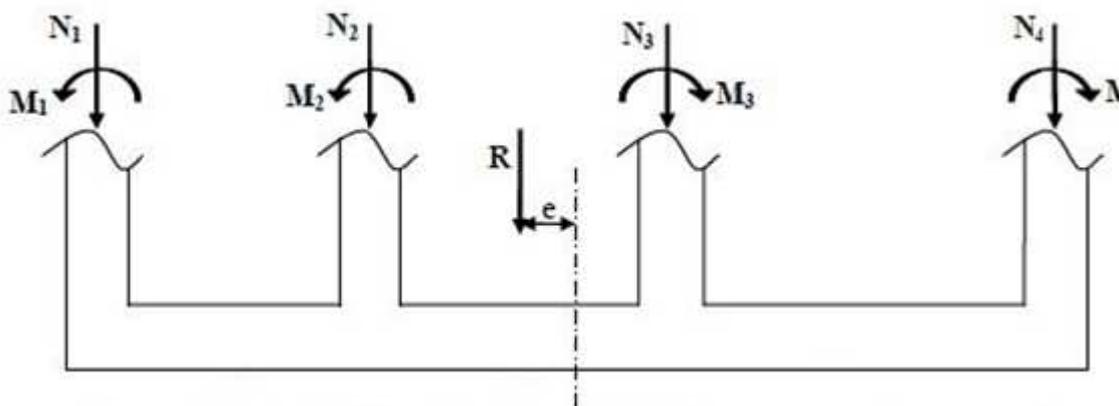
$$\triangleright q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$**

Avec: L : distance entre nus des poteaux.



FigureVII-2 : répartition des efforts dans la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C15	914.76	-0.34	-311.02	-0.454
C16	1192.33	0.32	381.55	0.42
C17	1157.99	0.56	648.47	0.749
C18	1026.77	-0.34	-349.10	-0.453
C19	1084.05	0.35	379.42	0.467
C20	1163.57	0.54	628.33	0.719
C21	907.54	-0.6	-544.52	-0.806
	7447.01		$\Sigma = 833.13$	$\Sigma = 0.64$

TableauVII-3: Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{883.13 + 0.64}{7447.01} = 0.11\text{m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:**

On a : $e = 0,11\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,4}{6} = 3.07\text{m}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7447.01}{18.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.11}{18.4}\right) = 390.21\text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7447.01}{18.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{18.4}\right) = 419.25\text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7447.01}{18.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.11}{18.4}\right) = 411.99\text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{411.99}{230} = 1.80\text{ m}$$

✓ Donc on opte pour **B = 2 m**.

On aura donc, $S = 2,00 \times 18.40 = 36.80\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n: Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 36.80 \times 7 = 257.60\text{m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 257.60 + 59.98 = 317.58\text{m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 22 \times 18.40 = 404.80\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{317.58}{404.80} = 0.78$$

✓ Donc : **$S_t > 50 \% S_{st}$**

La surface des semelles représente 78 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VII-5-1 : Pré dimensionnement du radier :**a-Condition forfaitaire :**❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \longrightarrow \frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \longrightarrow 55 \leq h \leq 88 \text{ cm}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;

On prend : **h = 80 cm**.

❖ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : **h_d ≥ $\frac{L_{\max}}{20}$**

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

Soit : h_d = 30 cm

❖ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } h_n = 55 \text{ cm}$$

b-Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique ; K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40 \text{ MPa}$ I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ; E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.88 \text{ m.}$$

✓ On prend: $h = 100 \text{ cm}$.**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

 $h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure. $b_n = 55 \text{ cm}$ largeur de la nervure $h_d = 30 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.**VII-5-2: Calcul de la surface du radier :**Charge permanente de la structure : $G = 40237.61 \text{ KN}$.Charge d'exploitation de la structure : $Q = 6168.82 \text{ KN}$.**a) Combinaison d'actions :****L'ELU** : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 63574 \text{ KN}$.**L'ELS** : $N_s = G + Q = 46406.43 \text{ KN}$.**b) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{L'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{63574}{1,33 \times 230} = 207.83 \text{ m}^2.$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{46406.43}{230} = 201.77 \text{ m}^2.$$

D'où

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 207.83 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 404.80 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 207.83 \text{ m}^2.$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (18.40 \times 0.50 + 22 \times 0.50) \times 2 = 40.40 \text{ m}^2.$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 404.80 + 40.40 = 445.2 \text{ m}^2$

VII-5-3 : Calcul des sollicitations :

a) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

- Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 445.20 \times 0.3 \times 25 = 3339 \text{ kN}$$

- Poids des nervures :

$$P_2 = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$= 0.55 \times (1 - 0.3) \times 25 \times [18.40 \times 6 + 22 \times 7] = 2544.85 \text{ kN}$$

- Poids du TVO:

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

Avec : $S_{\text{ner}} = (0.55 \times 18.4 \times 6) + (0.55 \times 22 \times 7) = 145.42 \text{ m}^2$

$$P_3 = (445.20 - 145.42) \times (1 - 0.3) \times 25 = 3567.38 \text{ kN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$= (445.20 - 145.42) \times 0.1 \times 25 = 749.45 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_{\text{rad tot}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4}$$

$$= 3339 + 2544.85 + 3567.38 + 749.45 = 10200.68 \text{ kN}$$

b) Surcharges d'exploitation :

- surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 6168.82 \text{ kN}$.

- surcharge de radier : $Q_{\text{rad}} = 6168.82 \times 4 = 24675.28 \text{ kN}$.

c) Poids total de la structure:

$$GT = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 40237.61 + 10200.68 = 50438.29 \text{ kN}$$

$$QT = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 6168.82 + 24675.28 = 30844.10 \text{ kN}$$

d) Combinaison d'actions :

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 114357.84 \text{KN.}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s = G + Q = 81282.39 \text{KN.}$$

VII-5-4 : Les vérifications :**a) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{114357.84 \times 1}{445.20} \times \frac{4,40}{2} = 565.11 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{565.11 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.09 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.09 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\underline{\text{Avec}} : b=100 \text{ cm} ; d=0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

$\mathbf{M}_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$\mathbf{T}_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

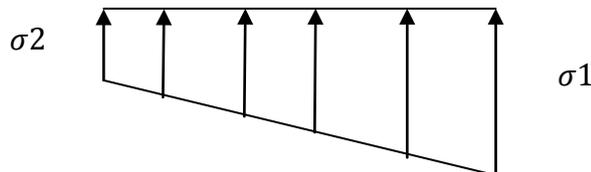


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.2m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 11420.76m^4$$

$$I_{yy} = 16326.93m^4$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 66484.751 + 2884.08 \times 1 = 69368.83KN.m$$

$$M_{yy} = 56700.383 + 3332.49 \times 1 = 60032.87KN.m$$

$$1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 1,33 \times 230 = 305.9 \text{ KN/m}^2 \text{ avec: } \sigma_{SOL} = 230 \text{ KN/m}^2$$

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	179.66	100.84	159.955	141.79	62.97	122.085	OK
Y - Y	198.72	81.79	169.48	160.84	43.92	131.61	OK

c) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99):

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

h : Épaisseur totale du radier.

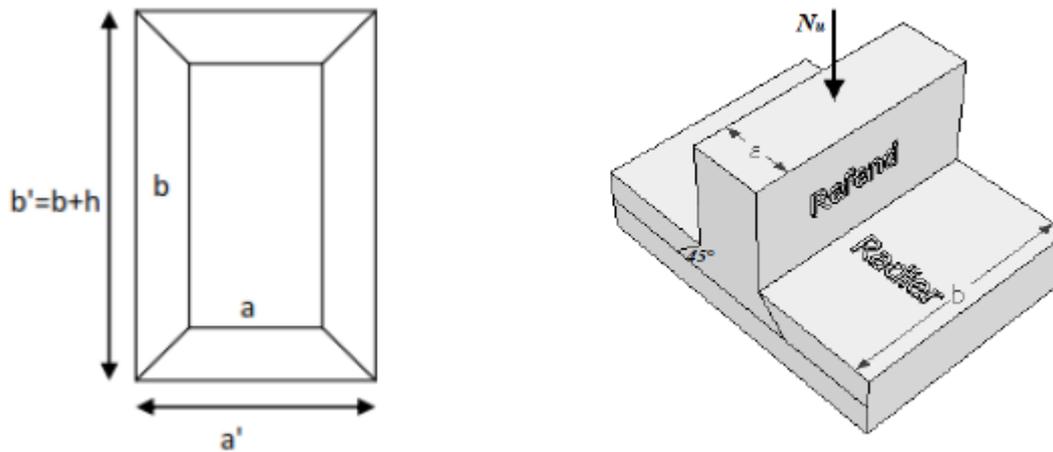


Figure VII-3 :Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

$$N_u = 1990.04\text{KN}$$

$$N_u = 1990.04\text{KN} < \frac{0,07 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7000\text{KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.2 + 2 \times 1) = 10.8\text{m}$$

$$N_u = 1561.06\text{KN.}$$

$$N_u = 1561.06\text{KN} < \frac{0,07 \times 1 \times 10.8 \times 25000}{1.5} = 12600\text{KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec} \quad P' = \alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

z: profondeur de l'infrastructure ($h = 0.9\text{m}$).

$$P = 49329.96 \text{ KN}$$

$$P' = 1.5 \times 445.2 \times 10 \times 1 = 6678 \text{ KN}$$

$$P > P' \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-5-5 : Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Identification du panneau le plus sollicité :**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x=3.55\text{m}$ et $l_y=3.95\text{m}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{3.95} = 0.9.$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

• A l'ELU :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1, \sigma_u^2) = 169.48 \text{ KN/m}^2$$

• A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 131.61 \text{ KN/m}^2$$

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 169.48 - \frac{10200.68}{445.20} = 146.56 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 131.61 - \frac{10200.68}{445.20} = 108.69 \text{ kN/m}^2$$

Calcul a' L ELU :

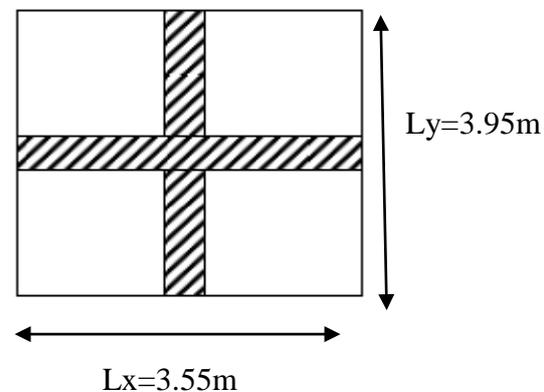
$$q_u = 146.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0458 \\ U_y = 0,778 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0458 \times 146.56 \times (3.55^2) = 84.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,778 \times 84.59 = 65.81 \text{ KN.m}$$



Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5M_{ox} = -0,50 \times 84.59 = -42.29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -0.5 \times 65.81 = -32.91 \text{ KN.m.}$$

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0.75 \times 84.59 = 63.44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 65.81 = 49.36 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	β	Section	A(cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
XX	Appuis	42.29	0.041	0.979	SSA	4.60	6HA14=9.23	15
	Travée	63.44	0.062	0.968	SSA	7.00	6HA16=12.06	15
YY	Appuis	32.91	0.032	0.984	SSA	3.60	5HA14=7.69	20
	Travée	49.36	0.048	0.975	SSA	5.40	5HA16=10.05	20

Tableau VII.4 : Ferraillage du radier.

Vérification à L'ELU :

a) **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour Fe400}$$

Avec : ω_0 : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton .

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.90}{2} = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens	zone	A(cm ²)	Amin(cm ²)	Observation
xx	Appuis	9.23	2.52	Condition vérifié
	Travée	12.06		Condition vérifié
yy	Appuis	7.69		Condition vérifié
	Travée	10.05		Condition vérifié

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \tau_u$

Avec : $p = q_{um} \cdot l_x \cdot l_y = 146.56 \times 3.55 \times 3.95 = 2055.14 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Sens x-x : } V_U = \frac{p}{3l_y} = \frac{2055.14}{3 \times 3.95} = 173.43 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens y-y : } V_U = \frac{p}{2l_y + l_x} = \frac{2055.14}{2 \times 3.95 + 3.55} = 180 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{180 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul et vérification à l'E.L.S : $q_s = 108.69 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.90 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0529 \times 108.69 \times (3.55)^2 = 72.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.846 \times 72.46 = 61.30 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a, M_t :**❖ Sens xx :**

$$M_{app} = -0.5M_x = -0.5 \times 72.46 = -36.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_x = 0.75 \times 72.46 = 54.35 \text{ KN.m}$$

❖ Sens yy :

$$M_{app} = -0.5M_y = -0.5 \times 61.30 = -30.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_y = 0.75 \times 61.30 = 45.98 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	9.23	36.23	0.342	0.909	39.95	159.93	348	4.00	15	CV
	travée	12.06	54.35	0.450	0.898	34.02	185.87	348	5.46	15	CV
Y-Y	Appuis	7.69	30.65	1.165	0.853	19.01	173.06	348	9.10	15	CV
	travée	10.05	45.98	0.372	0.906	38.19	187.03	348	4.89	15	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII-5-6:Ferrailage du débord:

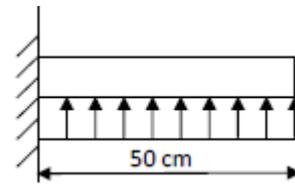
Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

qu=146.56KN

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-146.56 \times 0,5^2}{2} = -18.32\text{KN.m}$$



A l'ELS :

qs=108.69 KN

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-108.69 \times 0,5^2}{2} = -13.59\text{KN.m}$$

Figure VII.3: Schéma statique du débord.

Calcul des armatures principales :

b= 100cm ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa ; M_U=18.32KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.018 < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

μ_u = 0,018 → β = 0.991(Tableau)

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.32 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 2\text{cm}^2$$

✓ **Soit :Aa = 6HA10 = 4,71 cm² avec : St = 15 cm**

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$**

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} < \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \quad \rightarrow \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = 0.174$$

$$\alpha_1 = 0.204$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.59 \times 10^{-3}}{0.932 \times 0.27 \times 4.71 \times 10^{-4}} = 114.66 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.017 \times 114.66 = 1.95 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 114.66 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII-5-7: Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $l_m = lx(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6})$

Effort tranchant : $L_t = lx(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4})$

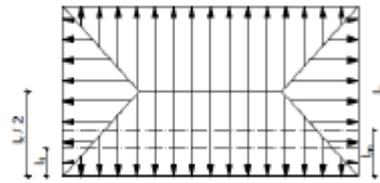


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

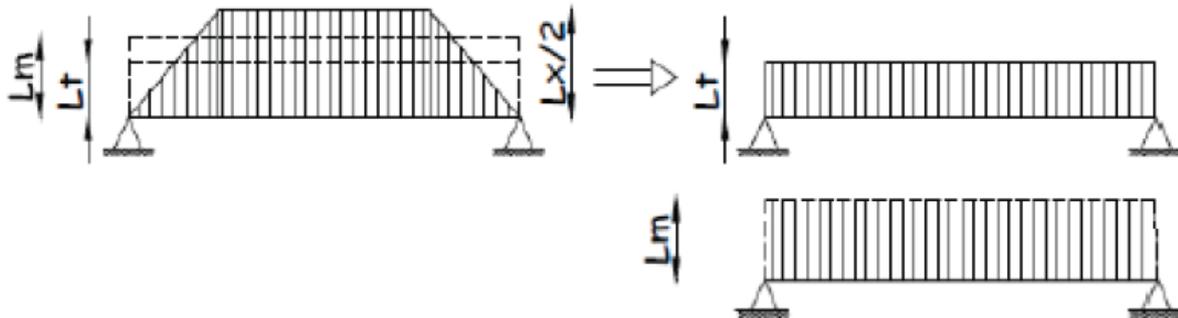
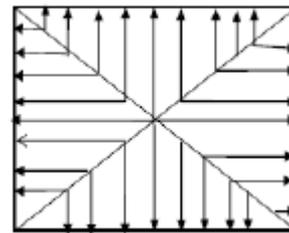


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times lx$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times lx$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(169.48 - \frac{10200.68}{445.2} - \frac{2544.85}{145.42} \right) = 164.07 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(131.61 - \frac{10200.68}{445.2} - \frac{2544.85}{145.42} \right) = 126.20 \text{ KN/ml.}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot l_m$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u \cdot l_t$$

$$Q_s = q_s \cdot l_t$$

Sens longitudinal :

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut
A-B	1	3.5	3.4	0,9714	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08	382.44	294.16	143.56	287.12
	2	3.5	3.7	0.9759	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08			143.56	
B-C	1	3.5	3.4	0.9714	triangulaire	1,1655	0,875	164.07	126.20	191.22	147.08	382.44	294.16	143.56	287.12
	2	3.5	3.7	0.9759	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08			143.56	
C-D	1	4.4	3.4	0,7727	trapézoïdal	1.7621	1.543	164.07	126.20	289.11	222.37	564.98	434.56	253.16	486.47
	2	4.4	3.7	0.8409	trapézoïdal	1.6814	1.422	164.07	126.20	275.89	212.19			233.31	
D-E	1	3.5	3.4	0.9714	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08	382.44	294.16	143.56	287.12
	2	3.5	3.7	0.9459	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08			143.56	
E-F	1	3.5	3.4	0,9714	triangulaire	1.1655	0,875	164.07	126.20	191.22	147.08	382.44	294.16	143.56	287.12
	2	3.5	3.7	0,9459	triangulaire	1.1655	0,875	164.07	126.20	191.22	147.08			143.56	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal :

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut
A-B	1	3.5	3.5	1	triangulaire	1,1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08	431.61	331.99	143.56	324.04
	2	4.4	3.5	0.7954	triangulaire	1,4652	1.1	164.07	126.20	240.39	184.91			180.48	
B-C	1	3.5	3.5	1	triangulaire	1,1655	0,875	164.07	126.20	191.22	147.08	431.61	331.99	143.56	324.04
	2	4.4	3.5	0.7954	triangulaire	1,4652	1.1	164.07	126.20	240.39	184.91			180.48	
C-D	1	3.5	3.5	1	triangulaire	1.1655	0.875	164.07	126.20	191.22	147.08	431.61	331.99	143.56	324.04
	2	4.4	3.5	0.9754	triangulaire	1.4652	1.1	164.07	126.20	240.39	184.91			180.49	
D-E	1	3.5	4.4	0.9754	trapézoïdal	1,7359	1.196	164.07	126.20	284.81	219.07	525.20	403.98	196.22	376.7
	2	4.4	4.4	1	trapézoïdal	1,4652	1.1	164.07	126.20	240.39	184.91			180.48	
E-F	1	3.5	3.7	0,9459	trapézoïdal	1.1666	0,967	164.07	126.20	191.40	147.22	467.27	359.41	158.65	391.96
	2	4.4	3.7	0,8409	trapézoïdal	1.6814	1.422	164.07	126.20	275.89	212.19			233.31	
F-G	1	3.5	3.4	0,9714	triangulaire	1,1655	0,875	164.07	126.20	191.22	147.08	431.61	331.99	143.56	287.12
	2	4.4	3.4	0,7727	triangulaire	1,4652	0.875	164.07	126.20	240.39	184.91			143.56	

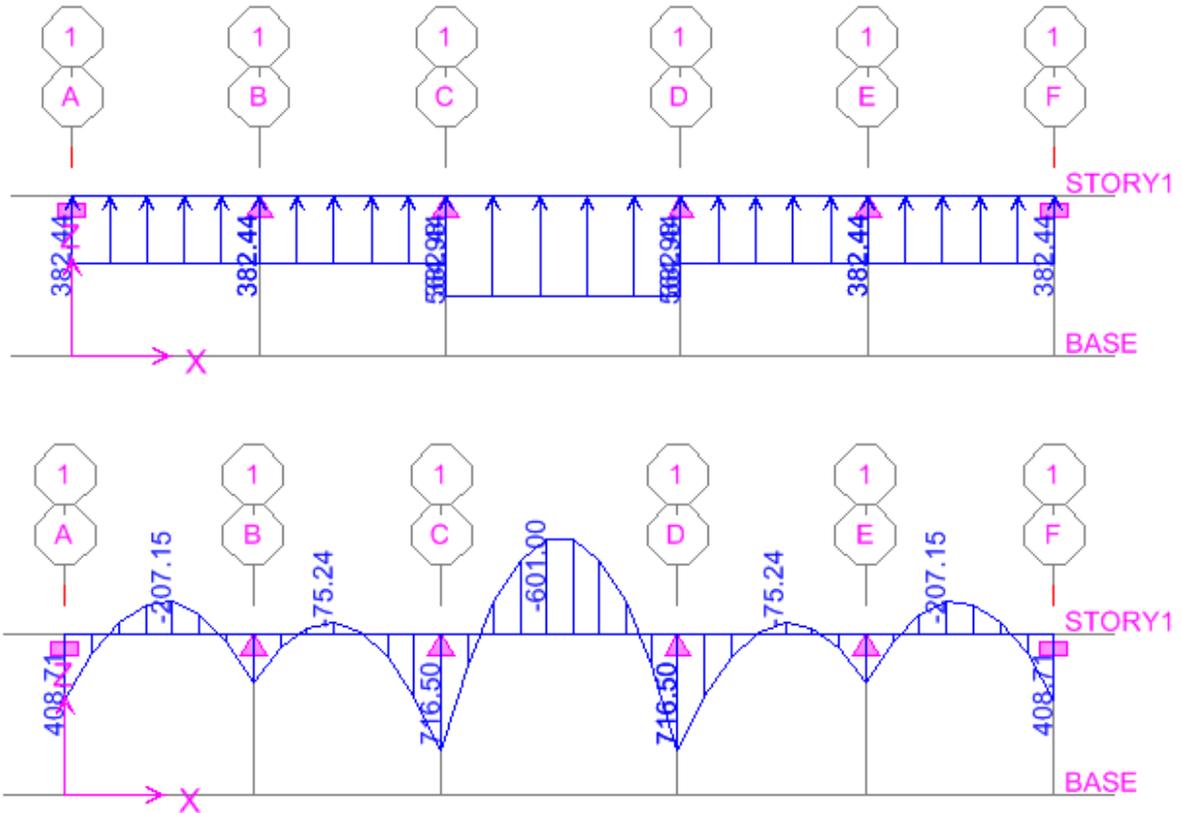
Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

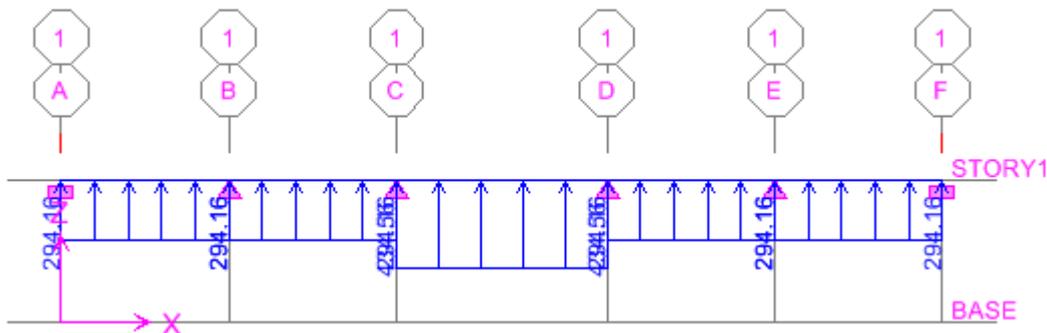
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS.

Sens longitudinale :

- **Diagramme des moments fléchissant (ELU) :**



- **Diagramme des moments fléchissant (ELS) :**



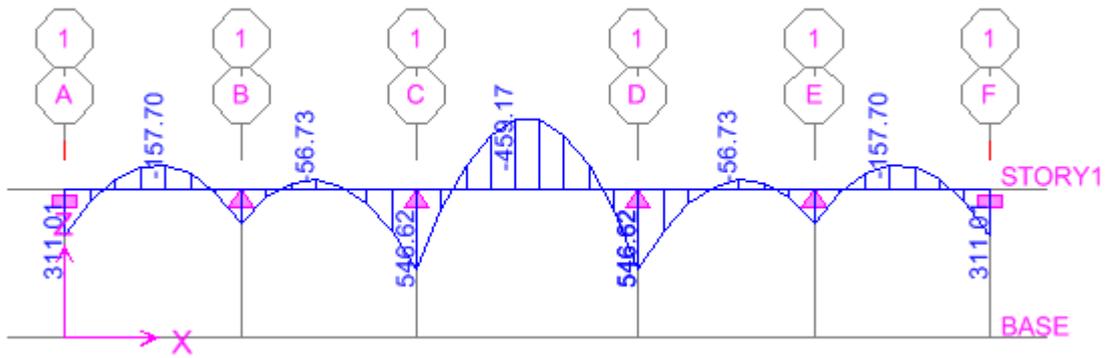
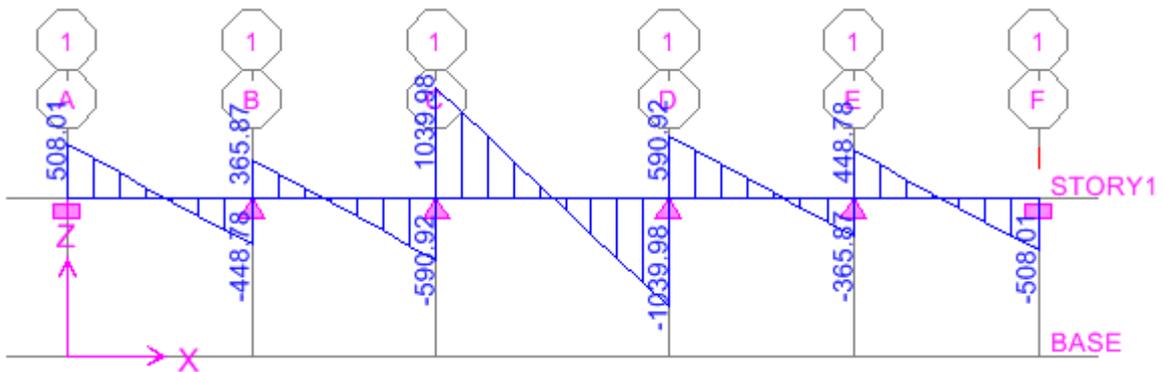
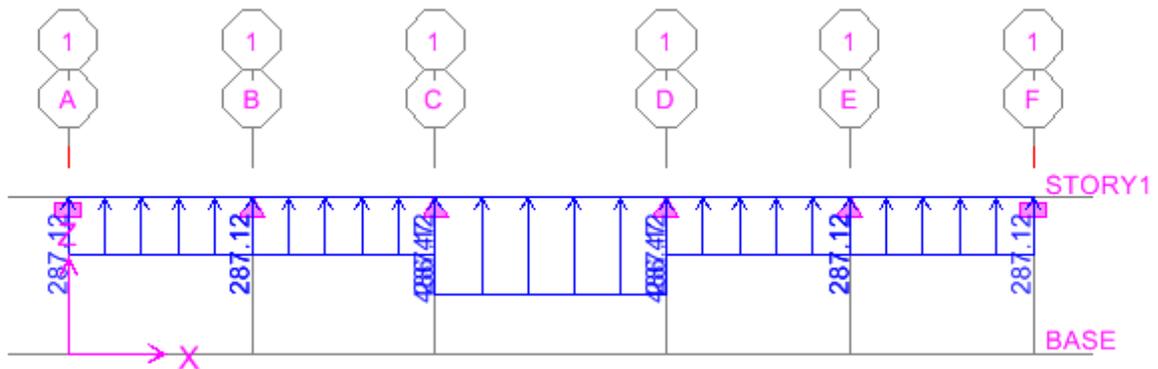
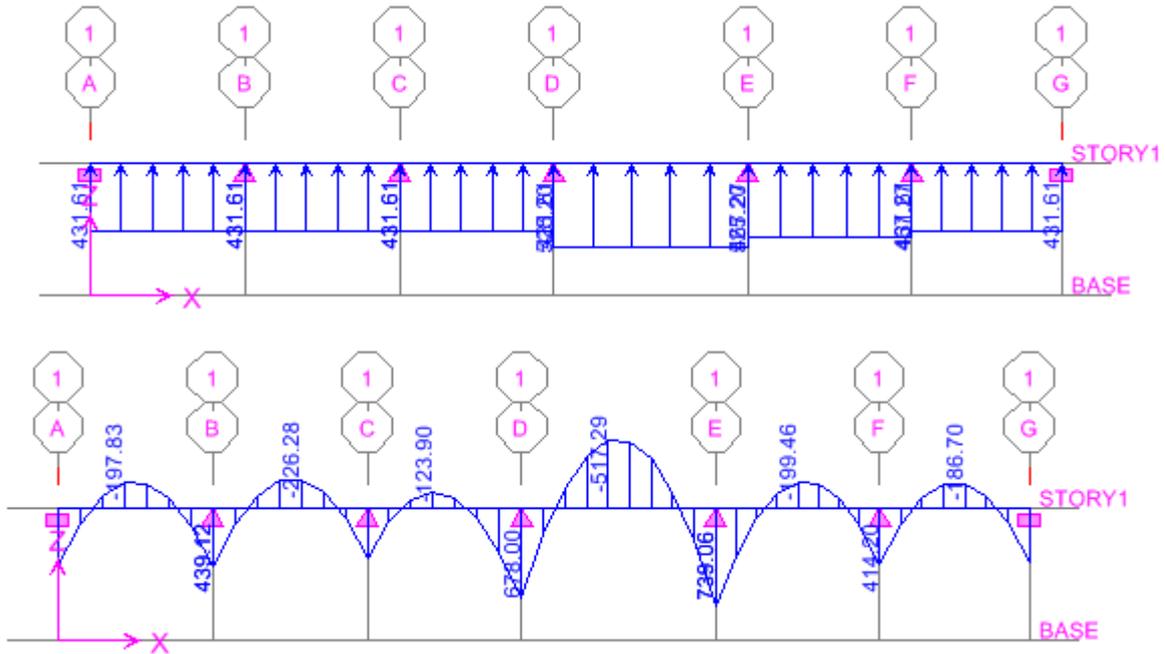


Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



Sens transversal :

• **Diagramme des moments fléchissant (ELU) :**



• **Diagramme des moments fléchissant (ELS) :**

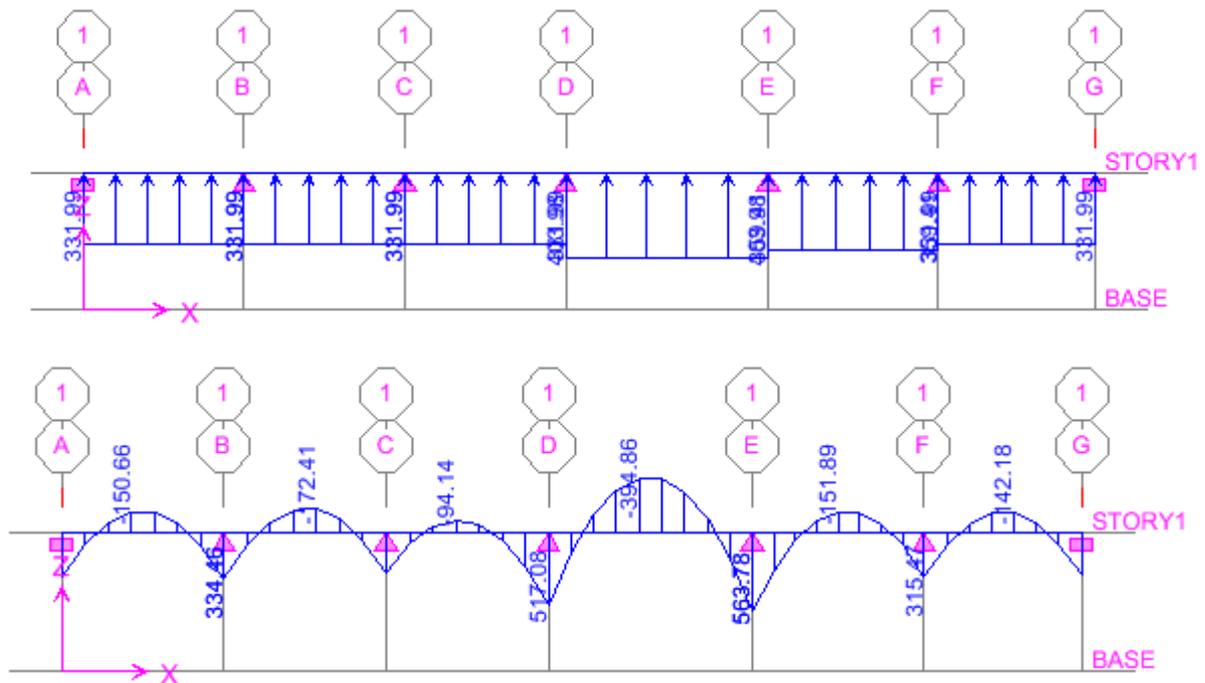
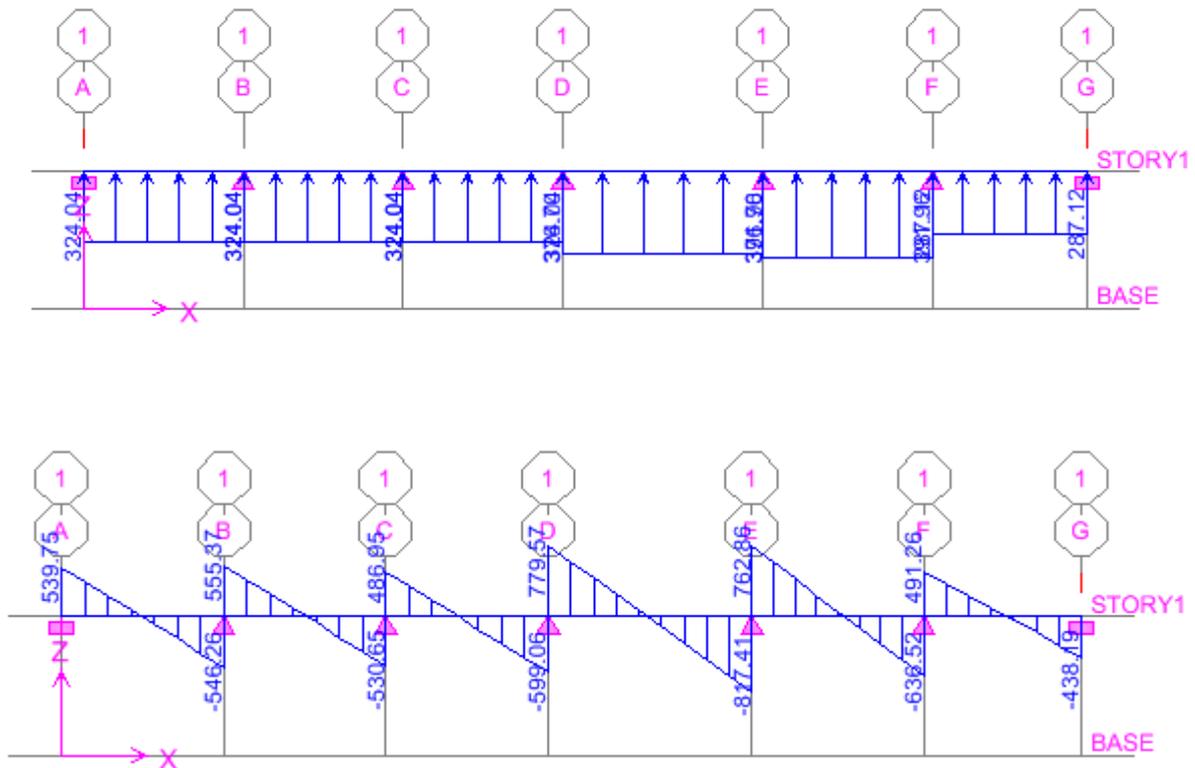


Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



Sollicitations maximales :

➤ **Sens longitudinal :**

$M_{tu \max} = -601.00 \text{ kN.m}$

$M_{au \max} = 716.50 \text{ kN.m}$

$M_{ts \max} = -459.62 \text{ kN.m}$

$M_{as \max} = 546.62 \text{ kN.m}$

$T_u \max = 1039.98 \text{ kN}$

➤ **Sens transversal :**

$M_{tu \max} = -517.29 \text{ kN.m}$

$M_{au \max} = 739.06 \text{ kN.m}$

$M_{ts \max} = -394.86 \text{ kN.m}$

$M_{as \max} = 563.78 \text{ kN.m}$

$T_u \max = 817.41 \text{ kN}$

Ferraillage de la nervure:

- **Armatures longitudinales:**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55\text{cm}$; $h=100\text{cm}$; $c=5\text{cm}$; $d = 95\text{cm}$; $f_{bc}= 14.2\text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348\text{ MPa}$.

			M(KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	longitudinal	Appui	716.50	0.102	0.946	22.90	4HA20+6HA16=24.62
		Travée	601.00	0.086	0.955	19.03	4HA16+8HA14=20.35
	transversal	Appui	739.06	0.104	0.945	23.65	4HA20+6HA16=24.62
		Travée	517.29	0.074	0.962	16.21	4HA16+8HA14=20.35

Tableau VII-9: Le ferraillage adopté pour la nervure.

- **Calcul des armatures transversales(Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} ; \text{ Soit } \phi = 8\text{ mm}$$

Espacement des armatures :**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{ cm} .$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \text{ Soit } S_t = 20\text{cm} .$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{ cm}^2$$

✓ On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08\text{ cm}^2$

Vérification à L'ELU :

✓ **Condition de non fragilité du béton (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 6.31 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_{u \text{ max}} = 1039.98 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1039.98 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.99 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_{u \text{ max}} = 817.41 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{817.41 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.56 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	20.35	459.17	0,388	0,904	37.08	262.73	348	7.08	15	CV
	Appuis	24.62	546.62	0,472	0,896	33.08	260.83	348	7.88	15	CV
yy	Travée	20.35	394.86	0.388	0,904	37.08	225.94	348	6.09	15	CV
	Appuis	24.62	563.78	0,472	0,896	33.08	269.02	348	8.13	15	CV

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

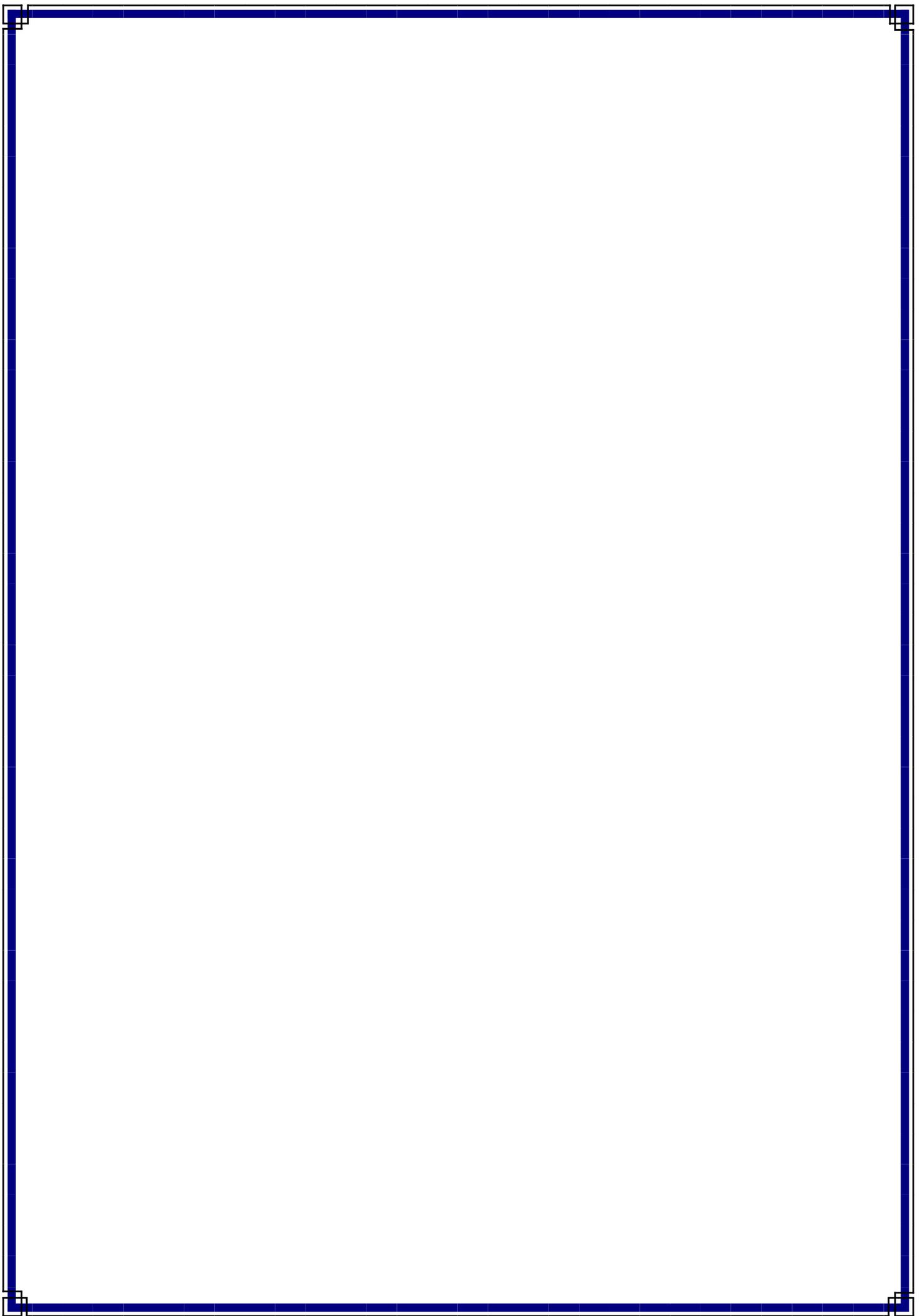
Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Ce travail effectué lors de ce projet de fin d'études nous a permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

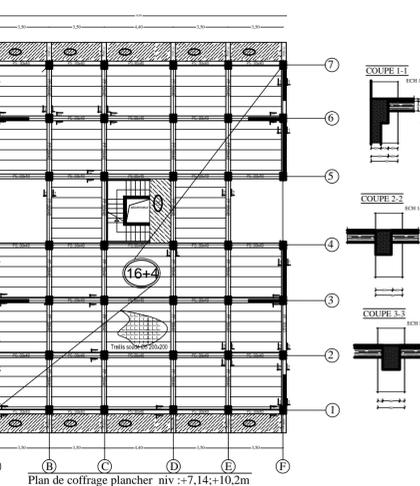
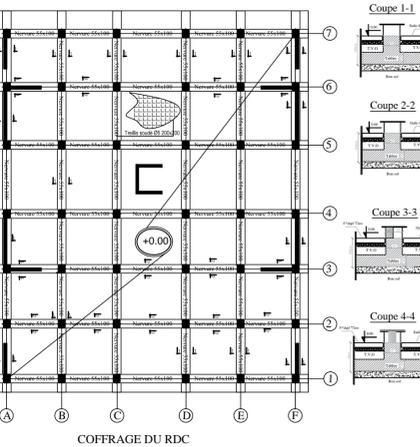
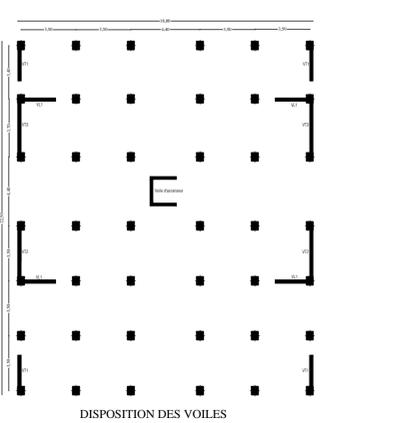
Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

BIBLIOGRAPHIE

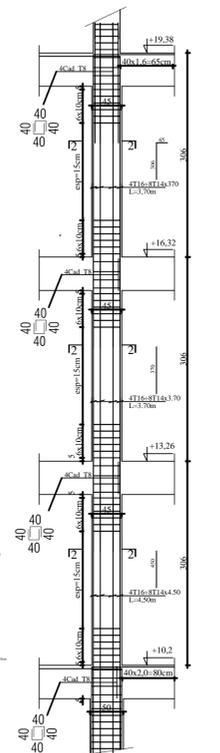
- ❖ *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- ❖ *BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Jean, Pierre Mougín*
- ❖ *Pratiques du BAEŁ 91, cours et exercices corrigées. Jean Perchat, Jean Roux*
- ❖ *Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).*
- ❖ *Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI .*
- ❖ *DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- ❖ *DTU 13 fondations superficielles.*
- ❖ *Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants - bâtiments de grande hauteur) Albert Fuentes*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).*
- ❖ *Cour et TD des années de spécialité.*
- ❖ *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes*



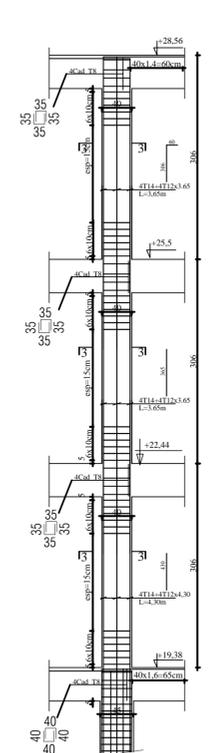
PLANS D'EXECUTION



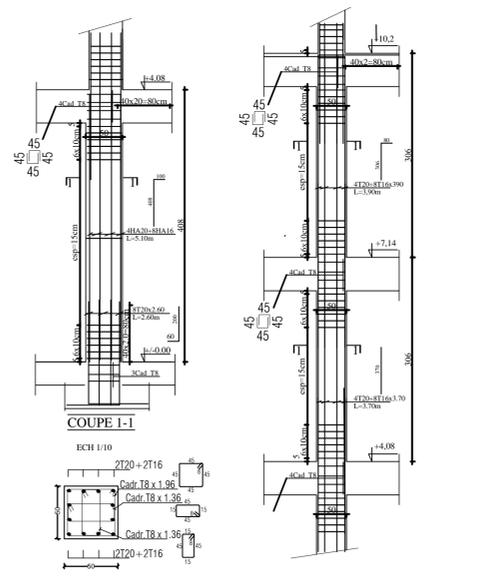
POTEAU 45*45



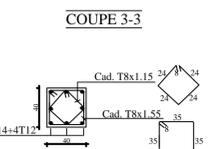
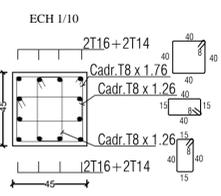
POTEAU 40*40



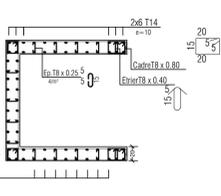
POTEAU 50*50



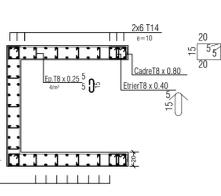
COUPE 2-2



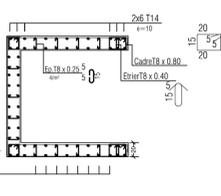
ZONE 1



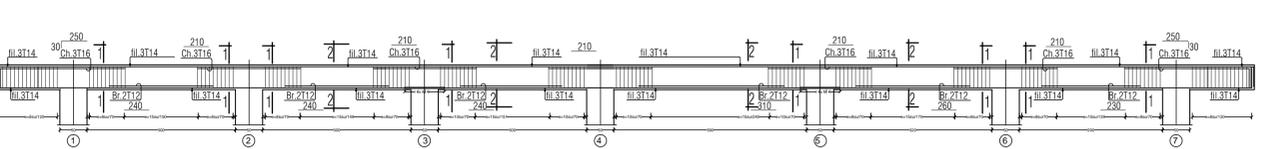
ZONE 2



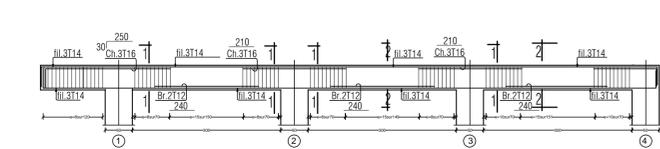
ZONE 3



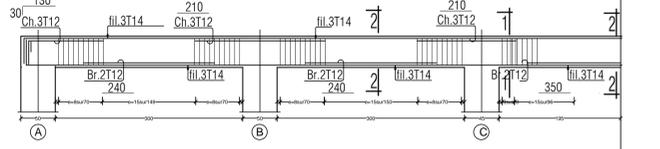
Poutre Principale:PP.:(30x40);fil: *B*;*C*;*D*;*E*.



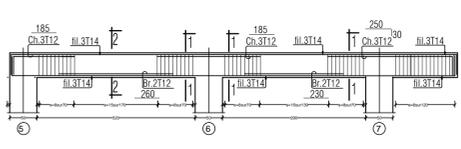
Poutre Principale:PP.:(30x40);fil: *A*;*F*.



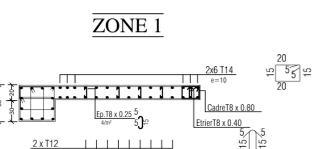
Poutre Secondaire:PS.:(30*40);fil: *1*;*2*;*3*;*4*;*5*;*6*;*7*.



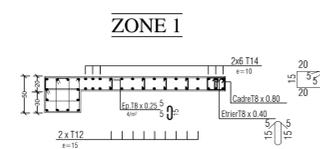
Poutre Principale:PP.:(30x40);fil: *A*;*F*.



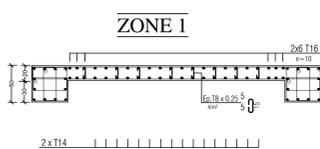
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VLI



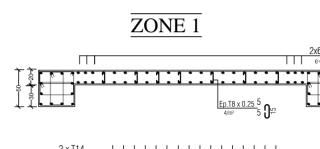
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VTI



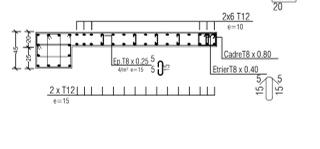
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT2



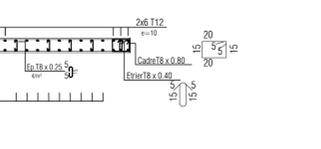
COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT3



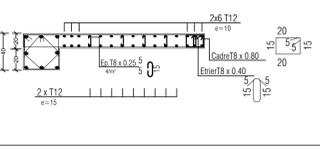
ZONE 2



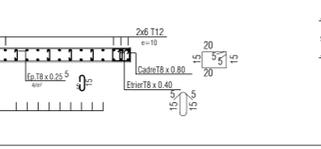
ZONE 2



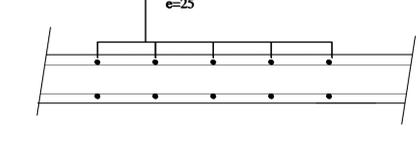
ZONE 3



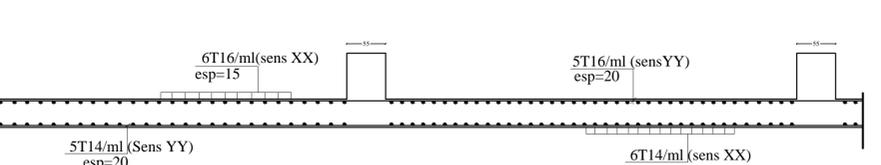
ZONE 3



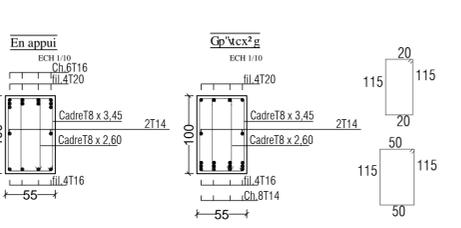
Coupe:B-B



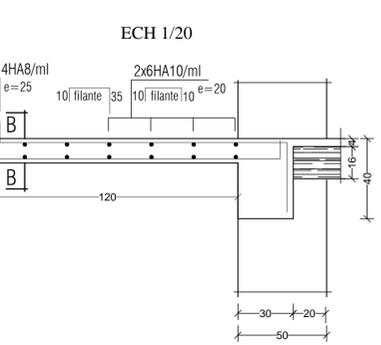
COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier



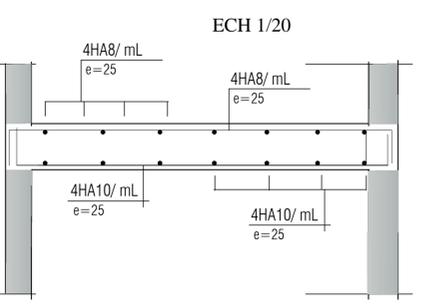
FERRAILLAGE DE LA NERVURE



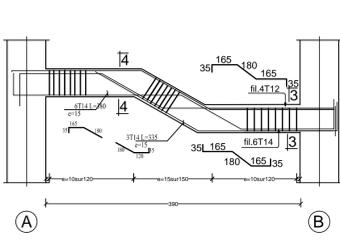
Ferrailage des balcons



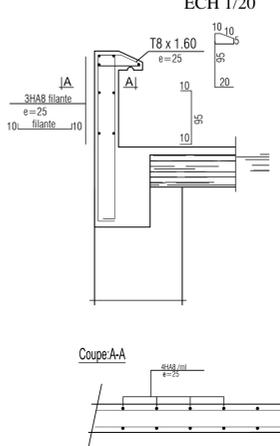
Ferrailage dalle salle machine



Poutre Briser:PBr:35*25:



Ferrailage de l'acrotère



FERRAILLAGE DES ESCALIER

