

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 professionnelle en génie civil.*  
*Option : constructions civiles et industrielles*

## THEME

*Etude d'un bâtiment R+9+ SS à usage  
d'habitation ,commercial et bureaux*



Etudié par : M<sup>r</sup> AZZOUN AGHILES  
M<sup>r</sup> AMRANE LOUNES

Dirigé par : Madame AKMOUSSI

*Année 2014/2015*

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier  
en premier lieu le bon dieu.*

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

*Nous tenons aussi à remercier notre promotrice :  
Mme AKMOUSSI pour son suivi et ses conseils  
tout le long de ce travail.*

*Nos remerciements vont également :  
Aux membres du jury qui nous feront l'honneur  
de juger notre travail.*

*A tous les enseignants qui ont contribué à notre  
formation ainsi que tout le personnel de la bibliothèque.  
Et tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

✚ *Avant tout à mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie*

✚ *A mon chère frère Arezki ;*

✚ *A mes très chères sœurs Kenza et Thafath ;*

✚ *A mes très chers grands parents ;*

✚ *A ma chère Liza ;*

✚ *A mon binôme Lounes ;*

✚ *A tous mes amis ;*

✚ *A toute ma famille et mes proches ;*

✚ *A tous mes chères camarades de la promo.*

# Aghiles

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

✚ *Avant tout à mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie*

✚ *A mes très chères frères ahcene ,mohsaid,mouloud ;*

✚ *A ma chère sœur lisa ;*

✚ *A mes très chers grands parents ;*

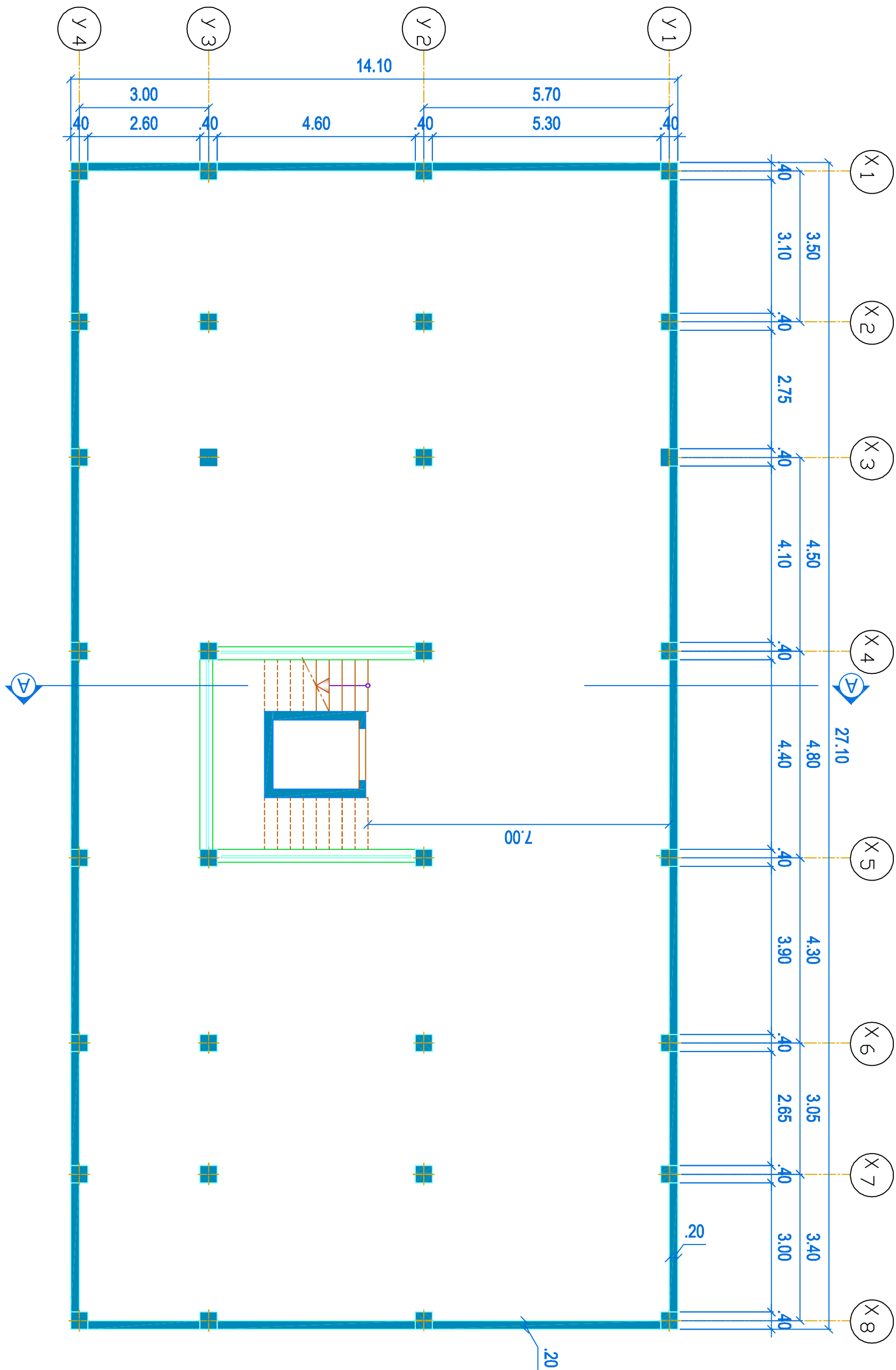
✚ *A mon binôme aghiles ;*

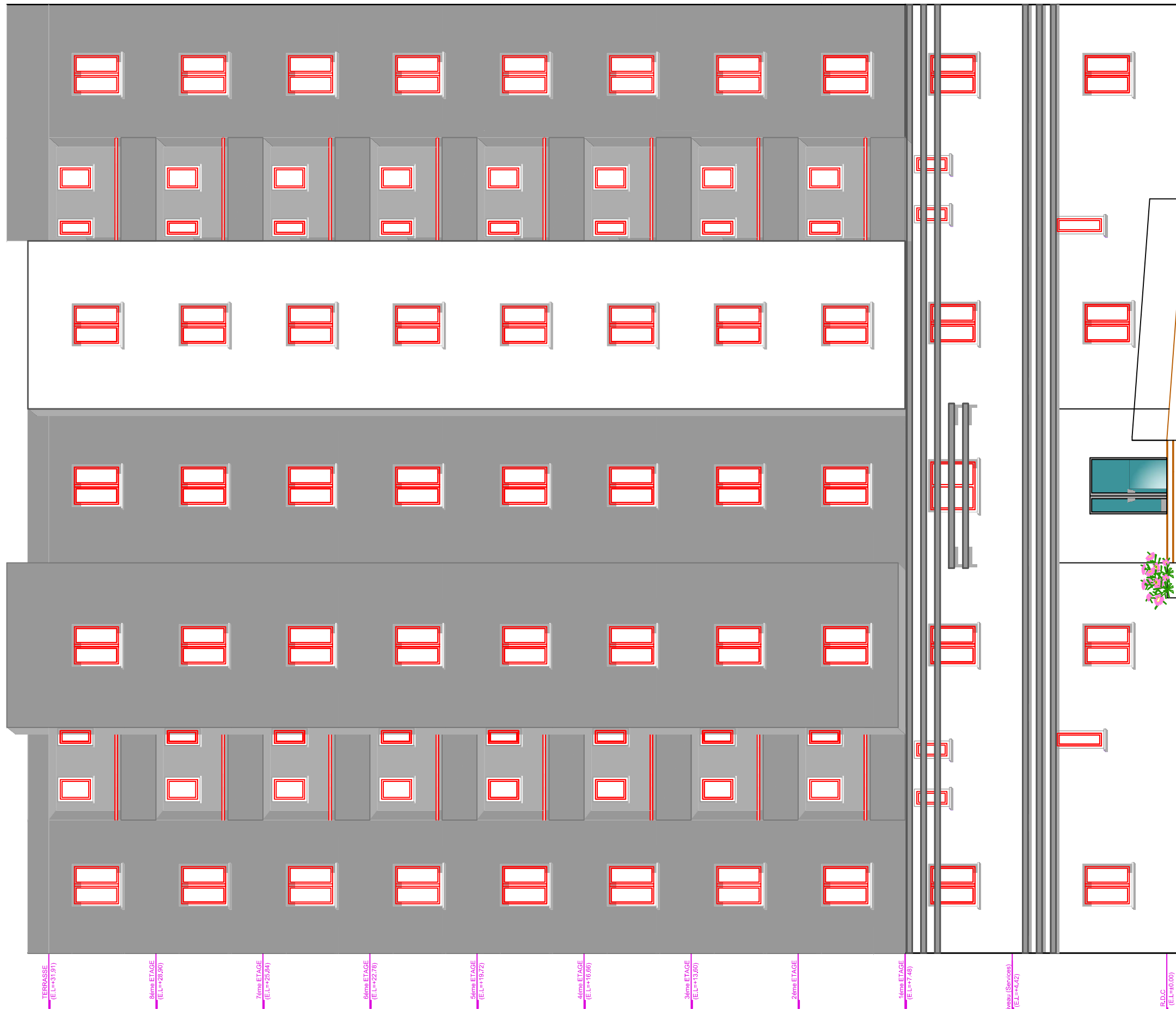
✚ *A tous mes amis ;*

✚ *A toute ma famille et mes proches ;*

✚ *A tous mes chères camarades de la promo.*

# LOUNES





TERRASSE (E.L.=+31.97)  
 8ème ETAGE (E.L.=+25.90)  
 7ème ETAGE (E.L.=+25.84)  
 6ème ETAGE (E.L.=+22.78)  
 5ème ETAGE (E.L.=+19.72)  
 4ème ETAGE (E.L.=+16.66)  
 3ème ETAGE (E.L.=+13.60)  
 2ème ETAGE (E.L.=+7.48)  
 Niveau (Services) (E.L.=+4.42)  
 P.L.C. (E.L.=+0.00)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifié par	Approuvé par

**BUREAU D'ETUDES**  
 BEHA Alger  
 BUREAU D'ETUDES DE L'HABITAT D'ALGER  
 27, Rue Mohamed MERBOUCHE Hussein dey Alger  
 Tel. 021.47.05.00 / 02147.99.50 Fax : 021 47 05 13

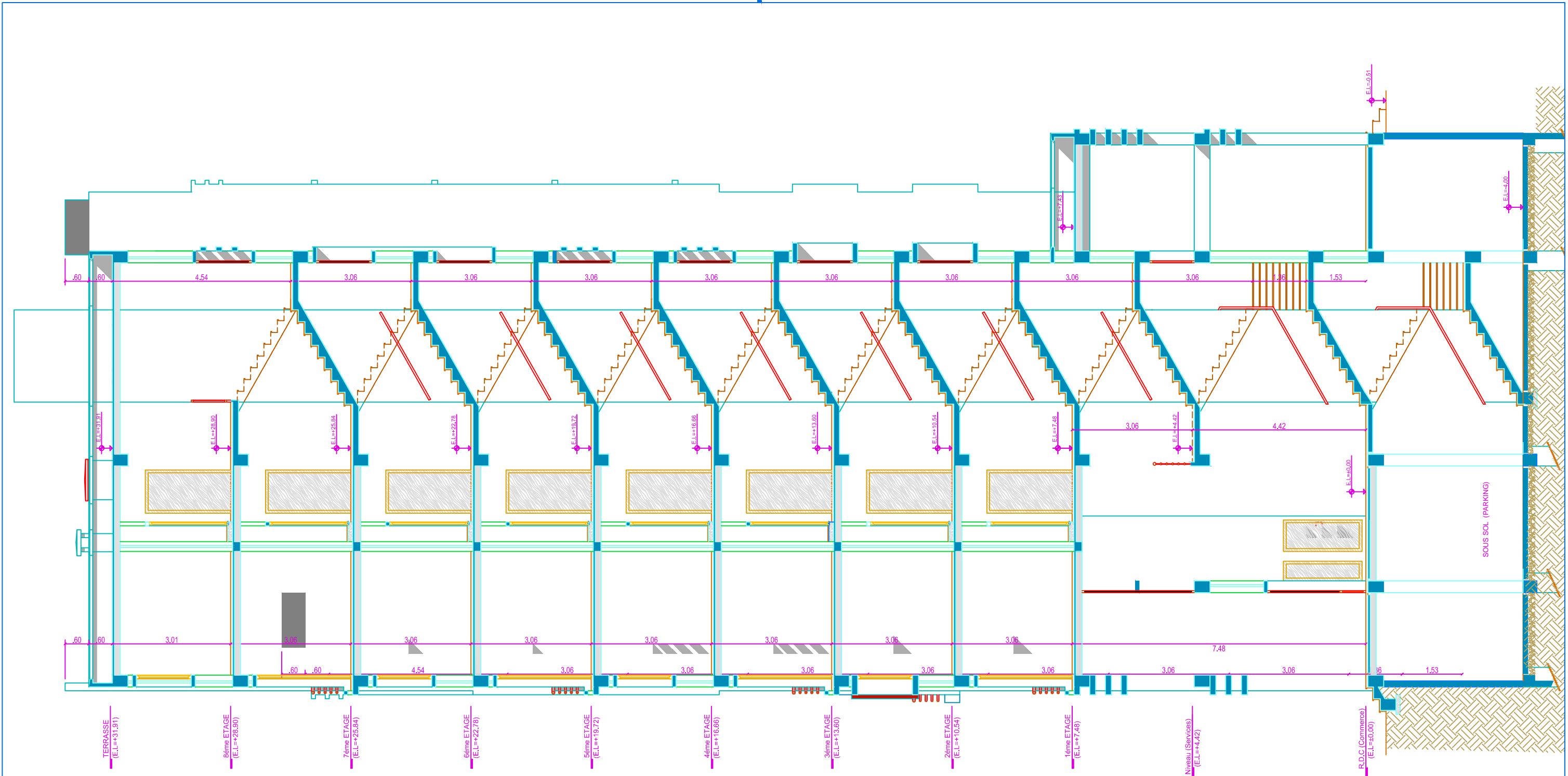
ENPI TIZI OUZOU  
 Entreprise

Projet : 248 Logts LPP  
 OUED FALLI  
 Discipline :  
 Architecture  
 Phase : APD  
 Description :  
 Facade posterieure

Date : --/--/----		
Date :		
Echelle : 1/100	Fichier : blocs B2.dwg	Batiment : B2a
Code :	N°de serie 11/12	Rev.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



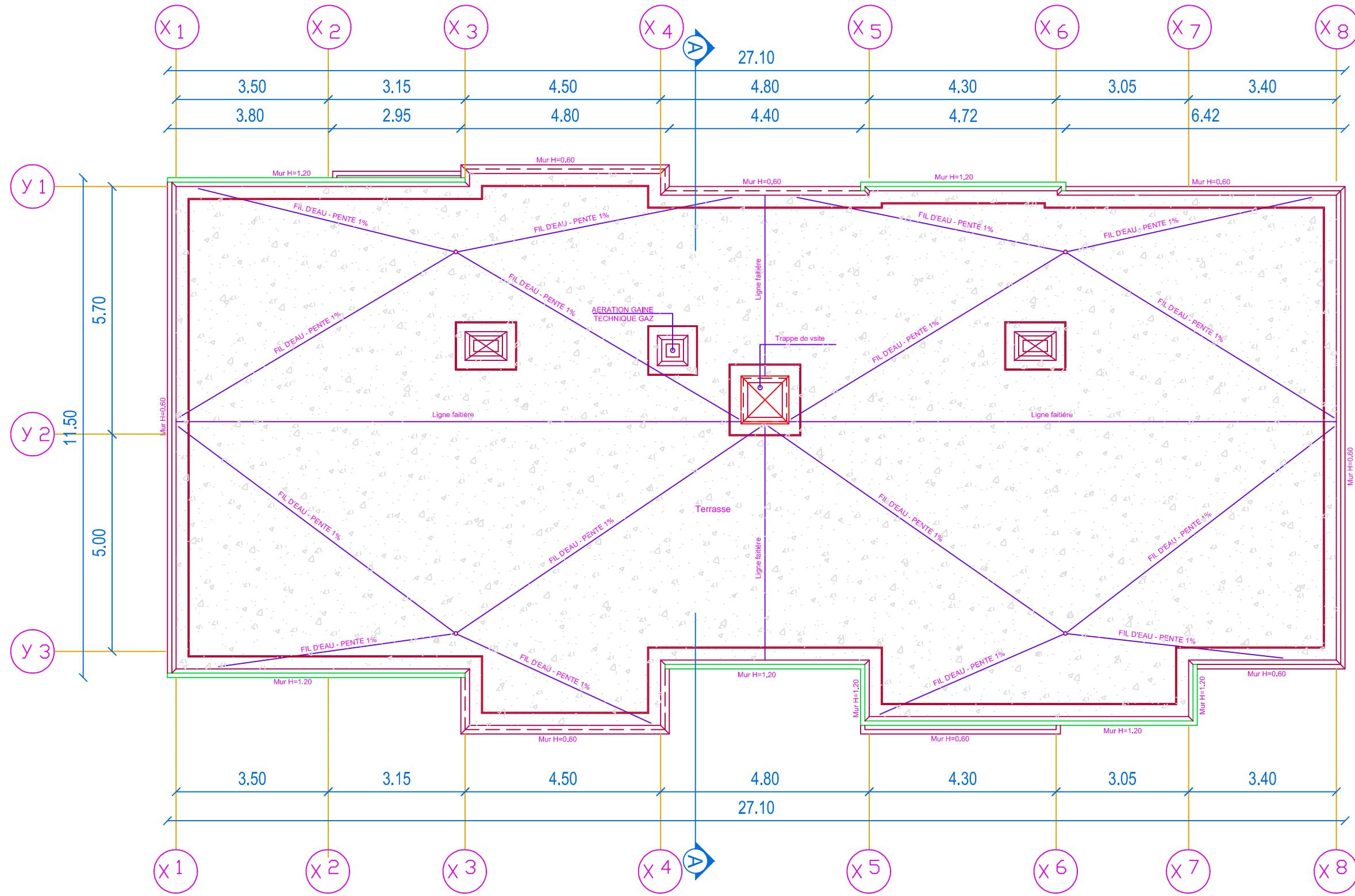
00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifié par	Approuvé par

**BUREAU D'ETUDES**  
 BEHAlger  
 BUREAU D'ETUDES DE L'HABITAT D'ALGER  
 27, Rue Mohamed MERBOUCHE Hussein dey Alger  
 Tel. 021.47.05.00 / 02147.99.50 Fax : 021 47 05 13

ENPI TIZI OUZOU  
 Entreprise

Projet : 248 Logts LPP  
 OUED FALLI  
 Discipline :  
 Architecture  
 Phase : APD  
 Description :  
 Coupe A-A

Date : --/--/----  
 Date :  
 Echelle : 1/100  
 Fichier : blocs B2.dwg  
 Code :  
 N°de serie 5/12  
 Batiment : B2a  
 Rev.



00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifié par	Approuvé par

**BUREAU D'ETUDES**  
 BEHAlger  
 BUREAU D'ETUDES DE L'HABITAT D'ALGER  
 27, Rue Mohamed MERBOUCHE Hussein dey Alger  
 Tel. 021.47.05.00 / 02147.99.50 Fax : 021 47 05 13

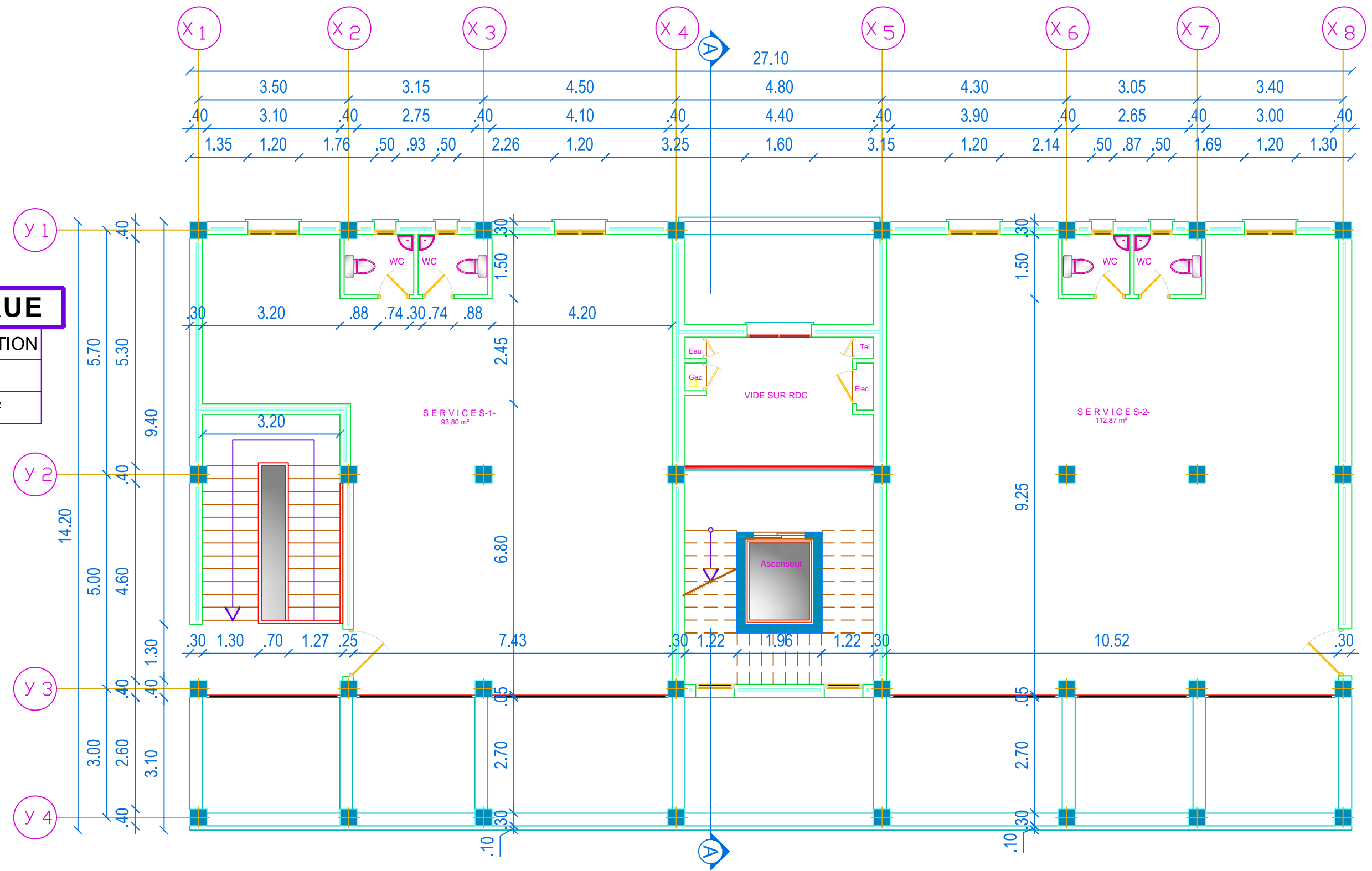
ENPI TIZI OUZOU  
 Entreprise

Projet : 248 Logts LPP  
 OUED FALLI  
 Discipline :  
 Architecture  
 Phase : APD  
 Description :  
 Plan De Terrasse

Date : --/--/----		
Date :		
Echelle : 1/100	Fichier : blocs B2.dwg	Batiment : B2a
Code :	N°de serie 4/12	Rev.

**FICHE TECHNIQUE**

DESIGNATION	DESIGNATION
Services -1-	93.80m <sup>2</sup>
Services -2-	112.87 m <sup>2</sup>



00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifié par	Approuvé par

**BUREAU D'ETUDES**  
 BEHA Alger  
 BUREAU D'ETUDES DE L'HABITAT D'ALGER  
 27, Rue Mohamed MERBOUCHE Hussein dey Alger  
 Tel. 021.47.05.00 / 02147.99.50 Fax : 021.47.05.13

ENPI TIZI OUZOU  
 Entreprise

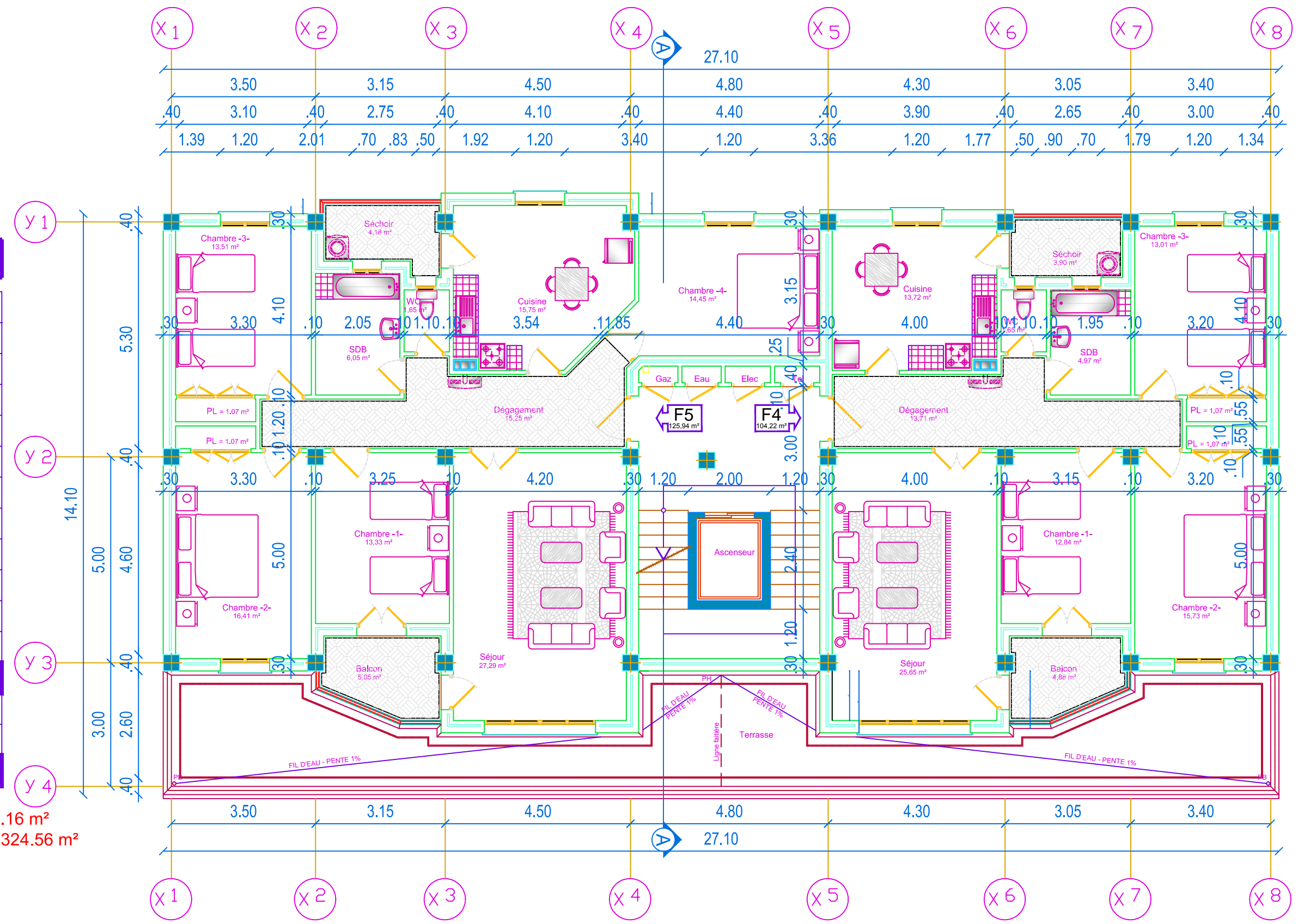
Projet : 248 Logts LPP  
 OUED FALLI  
 Discipline : Architecture  
 Phase : APD  
 Description : Plan Rez De Chaussee-Niv Service

Date : --/--/----		
Date :		
Echelle : 1/100	Fichier : blocs B2.dwg	Batiment : B2a
Code :	N°de serie 2/12	Rev.

**FICHE TECHNIQUE**

DESIGNATION	SURFACES	
	F4	F5
Sejour	25.93 m <sup>2</sup>	27.29 m <sup>2</sup>
Chanbre -1-	12.91 m <sup>2</sup>	13.33 m <sup>2</sup>
Chanbre -2-	15.91 m <sup>2</sup>	16.41 m <sup>2</sup>
Chanbre -3-	13.10 m <sup>2</sup>	13.51 m <sup>2</sup>
Chanbre -4-	-	14.45 m <sup>2</sup>
Cuisine	13.80 m <sup>2</sup>	15.75 m <sup>2</sup>
SDB	4.97 m <sup>2</sup>	6.05 m <sup>2</sup>
WC	1.65 m <sup>2</sup>	1.65 m <sup>2</sup>
Degagement	13.81 m <sup>2</sup>	15.25 m <sup>2</sup>
Placard	2.14 m <sup>2</sup>	2.14 m <sup>2</sup>
S/Habitable	104.22 m <sup>2</sup>	125.94 m <sup>2</sup>
Séchoir	3.82 m <sup>2</sup>	4.23 m <sup>2</sup>
Balcon	4.96 m <sup>2</sup>	5.13 m <sup>2</sup>
S/Totale	113.00 m <sup>2</sup>	135.30 m <sup>2</sup>

URFACE TOTALE HABITABLE = 230.16 m<sup>2</sup>  
 SURFACE TOTALE CONSTRUITE = 324.56 m<sup>2</sup>  
 K= 0.7091



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

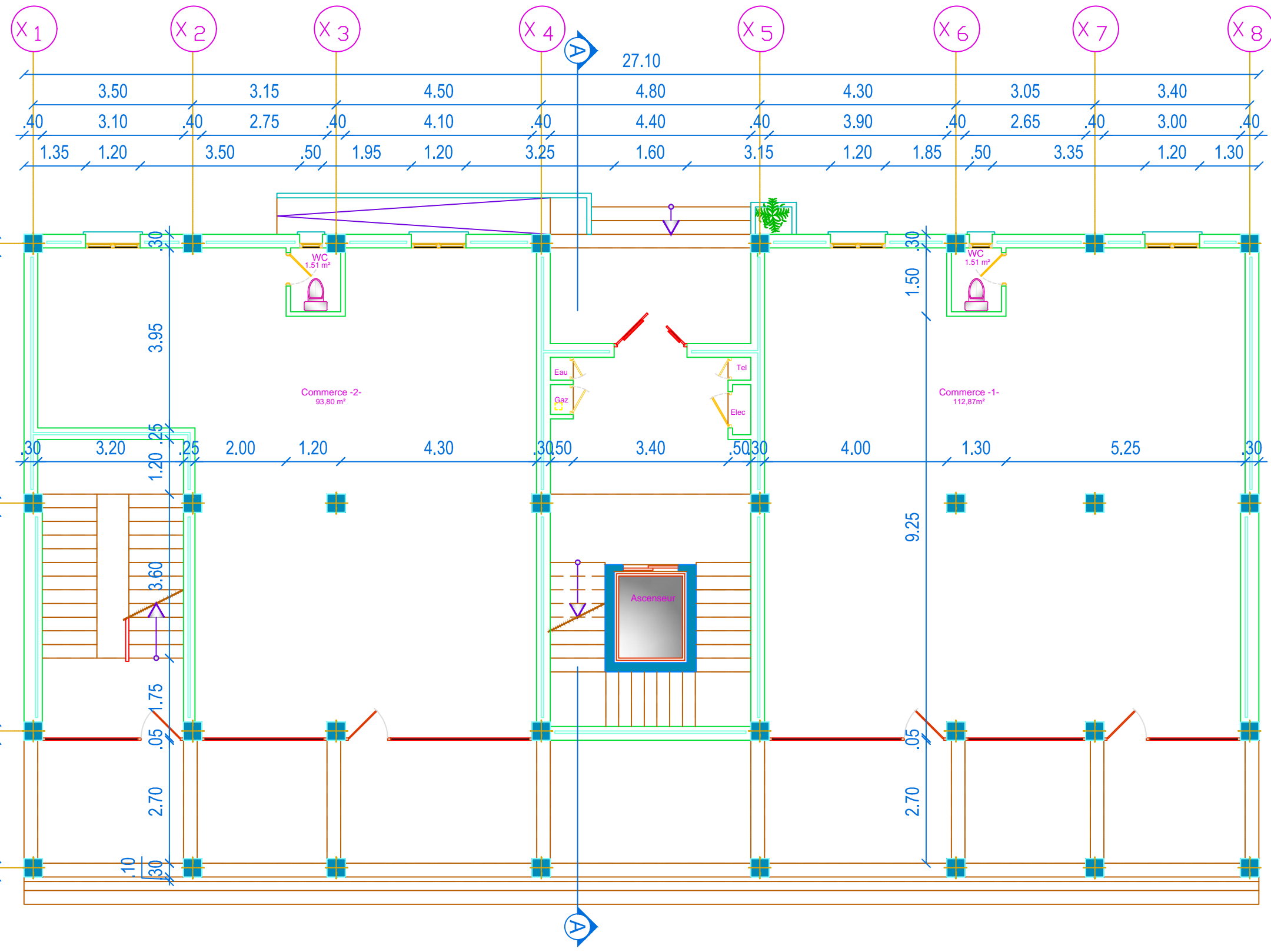
00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifie par	Approuvé par



ENPI TIZI OUZOU  
 Entreprise

Projet : 248 Logts LPP  
 OUED FALLI  
 Discipline : Architecture  
 Phase : APD  
 Description : Plan Etage courant

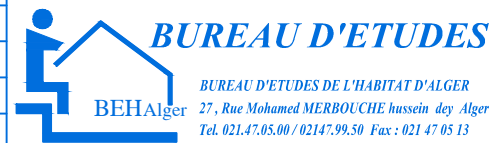
Date : --/--/----  
 Date :  
 Echelle : 1/100  
 Fichier : blocs B2.dwg  
 Code :  
 N°de serie 3/12  
 Batiment : B2a  
 Rev.



**FICHE TECHNIQUE**

DESIGNATION	DESIGNATION
Commerce -1-	112.87m <sup>2</sup>
Commerce -2-	93.80 m <sup>2</sup>

00	--/--/----		dessine	verif	
N° :	Date	Descriptions	Dessiné par	Vérifié par	Approuvé par



ENPI TIZI OUZOU

Entreprise

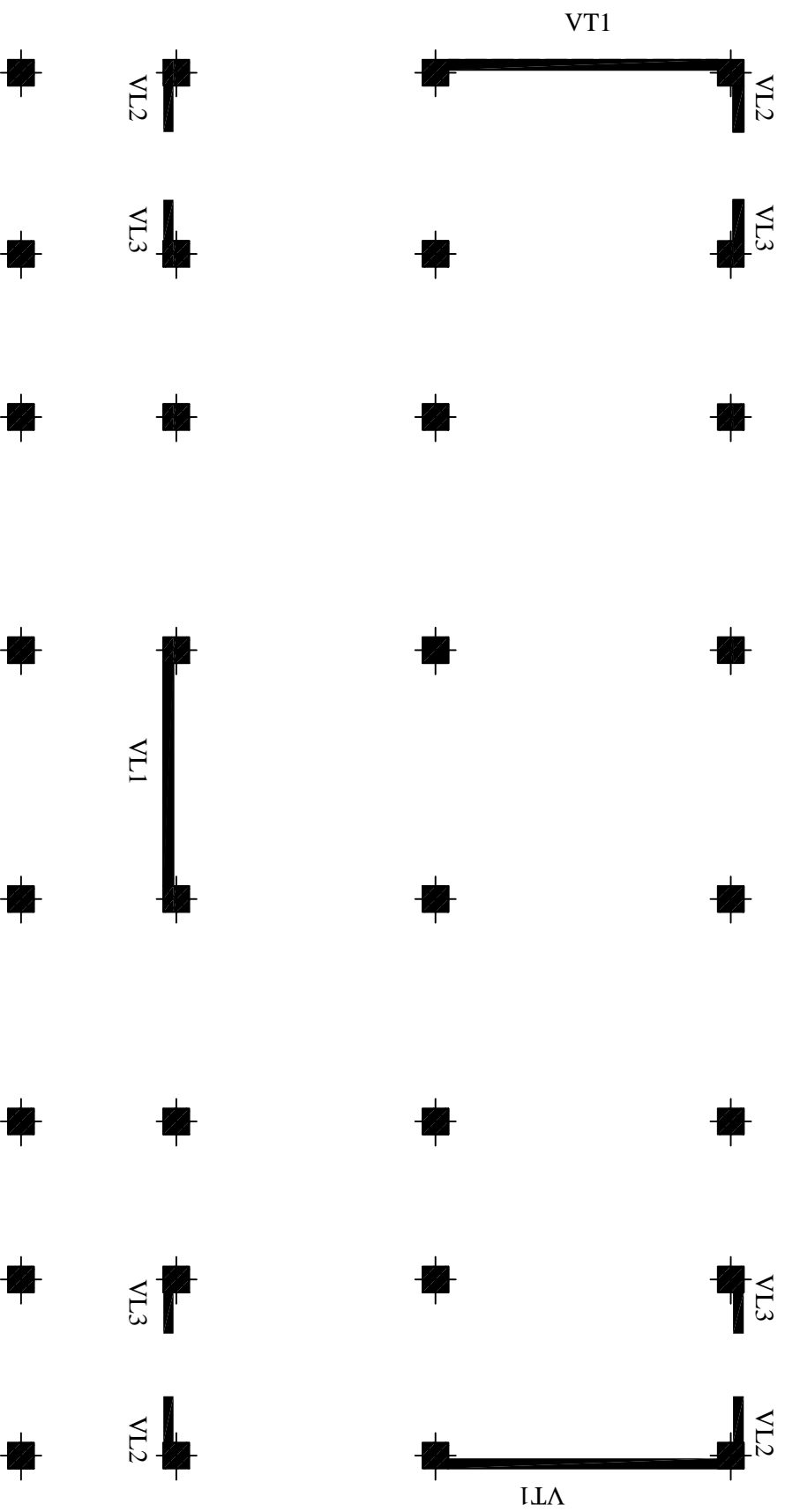
Projet : 248 Logts LPP  
OUED FALLI

Discipline :  
Architecture  
Phase : APD  
Description :  
Plan Rez De Chaussee-Niv Commerce

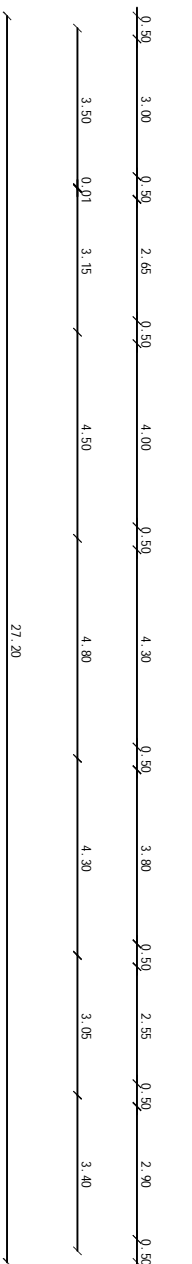
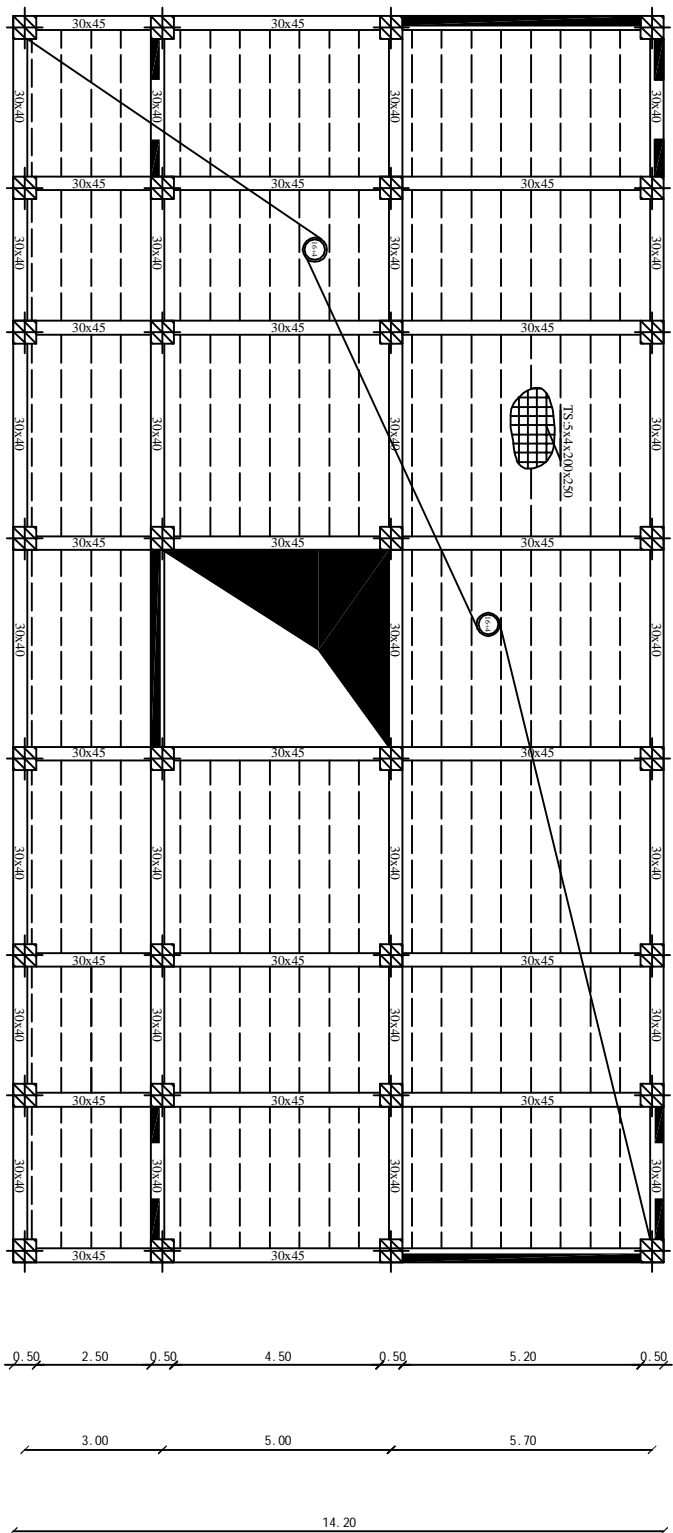
Date : --/--/----

Date :

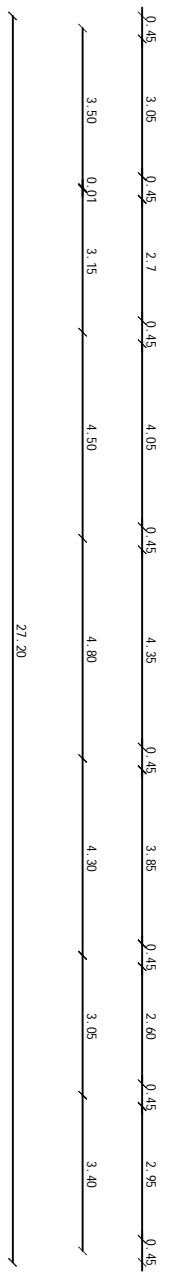
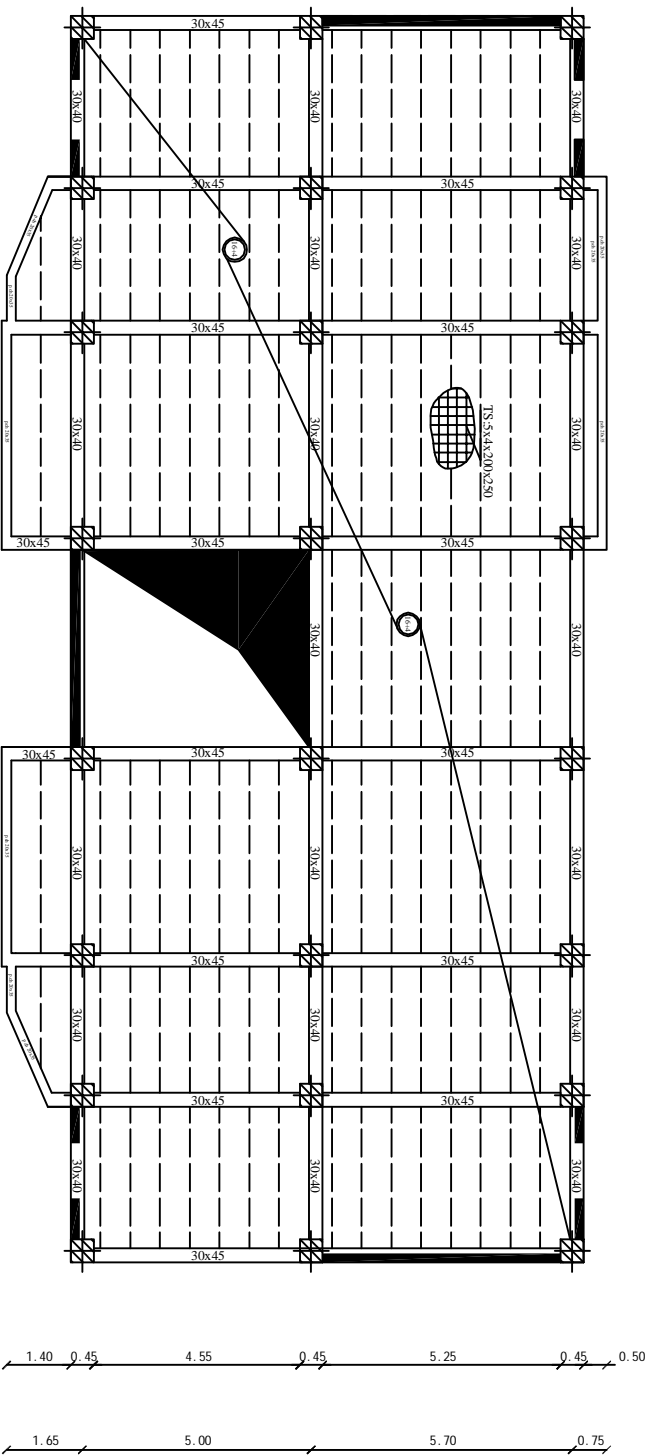
Echelle : 1/100	Fichier : blocs B2.dwg	Batiment : B2a
Code :	N°de serie 1/12	Rev.



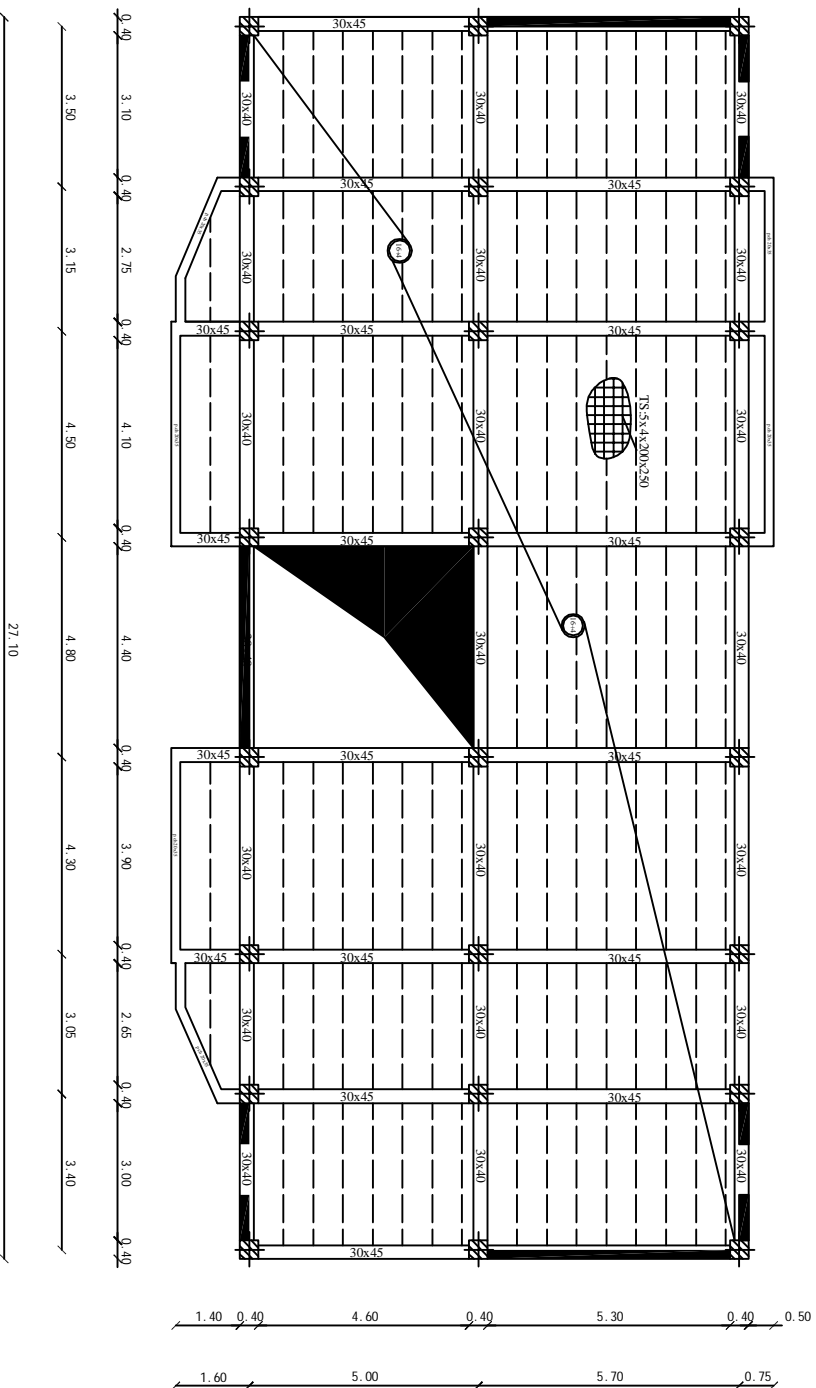
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de disposition des voiles	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI			
		Echelle	
		2015	



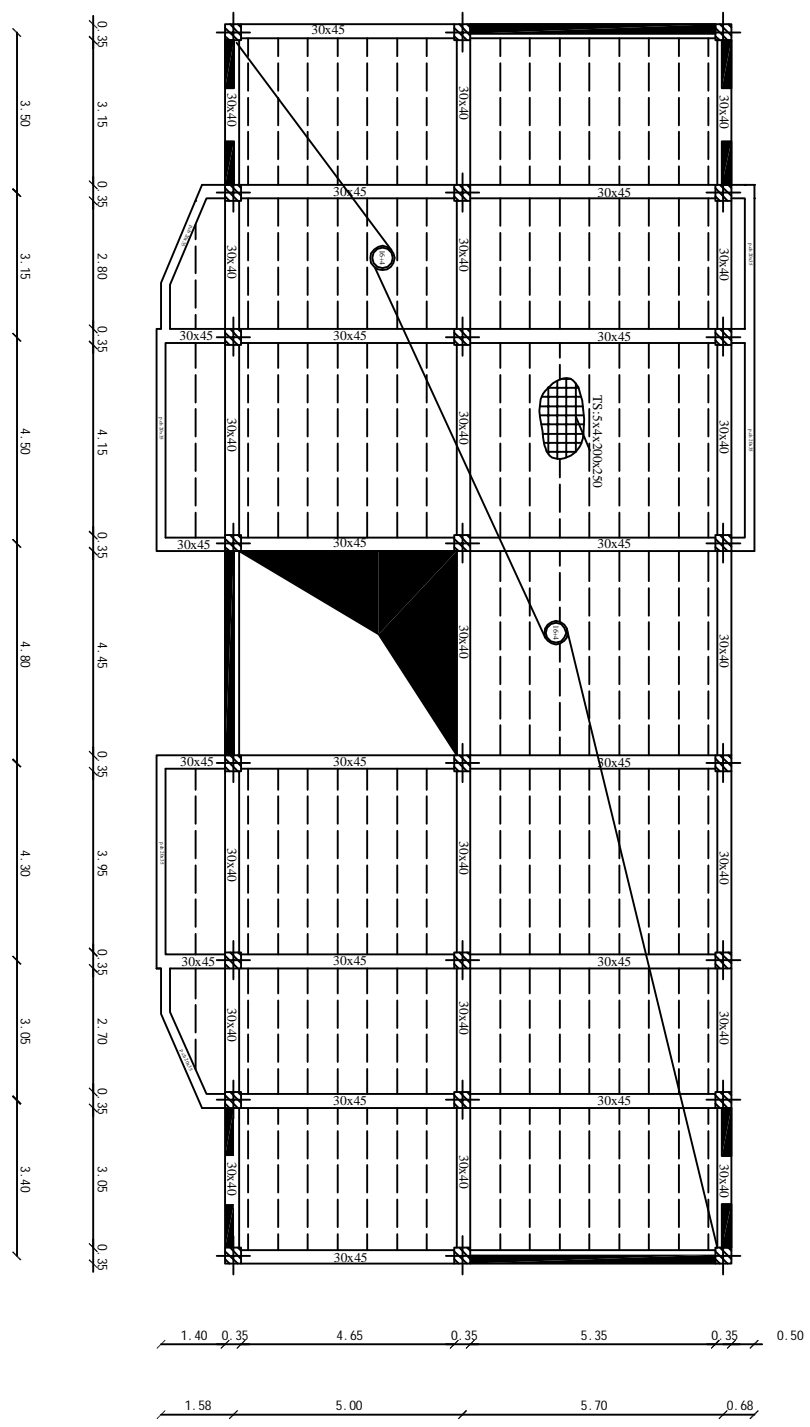
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de coffrage	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		PLANCHERS ZONE I	
		Echelle	
		2015	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de coffrage	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		PLANCHERS ZONE II	
		Echelle	
		2015	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de coffrage	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		PLANCHERS ZONE III	
		Echelle	
		2015	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de coffrage	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		PLANCHERS ZONE VI	
		Echelle	
		2015	

# Sommaire:

## Introduction générale

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**.....1

## Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....12

II.2. Pré dimensionnement des poutres.....13

II.3. Pré dimensionnement des voiles.....15

II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....17

## Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. L'acrotère.....29

III.2. Les planchers.....36

III.3. Les escaliers .....55

III.4. Poutre palière.....84

III.5. La salle machine .....93

III.5. Les balcons.....102

**Chapitre IV : Etude de contreventement**.....108

**Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS**.....126

**Chapitre VI: Vérification des conditions du RPA**.....139

## Chapitre VII: Ferrailage des éléments

VII.1.Ferrailage des poteaux ..... 150

VII.2.Ferrailage des poutres ..... 165

VII.3.Ferrailage des voiles ..... 173

**Chapitre VIII : Etude du voile périphérique**.....185

**Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**.....190

## Conclusion générale

## Bibliographie

# Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que ceux-là continueront à surprendre l'homme.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique c'est-à-dire construire de telle manière à assuré la sécurité du public durant et après le séisme sans qu'il y est ruine.

Pour comprendre le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme on utilisera dans notre projet le règlement parasismique algérien RPA 2003.

**Introduction :**

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce qu' :

- Elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : séisme, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour cela :

On procède dans nos calculs conformément aux Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, les règles techniques de conception et le calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).

**I-1-Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage multiple (habitations, bureaux et commerces).

Cet ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU(**OUEDFALLI**), ville classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

**I-2-Nature de l'ouvrage :**

L'ouvrage comporte :

- ✓ deux cages d'escaliers.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ Un sous-sol.
- ✓ Un rez-de-chaussée réservé au commerce.
- ✓ 9 étages dont le premier est un niveau de service et les autres à usage d'habitation.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

**I-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- ✓ Longueur totale du bâtiment.....27.10m
- ✓ Largeur totale du bâtiment.....14.10m
- ✓ Hauteur de sous-sol.....3m
- ✓ Hauteur de rez-de-chaussée .....4.42m
- ✓ Hauteur de l'étage courant .....3.06m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....31.91m

**I-4-les éléments de l'ouvrage :****I-4-1- l'ossature :**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un :

- ✓ **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales, et au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux (voiles), disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous les actions horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

**I-4-2- planchers :**

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils assurent deux fonctions :

- ✓ **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ✓ **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

**I-4-3- Le remplissage (maçonnerie) :**

**Murs extérieurs** : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15 cm et intérieur de 10 cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

**Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I-4-4- revêtements :**

- ✓ **Etanchéité** : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de :  
Gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.

- ✓ Enduit extérieur : c'est un mortier de ciment de 3 cm pour le revêtement des murs extérieurs.
- ✓ Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier de ciment.
- ✓ Granito : sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de hall d'entrée et les locaux commerciaux.
- ✓ Carrelage : reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces.
- ✓ Carreaux céramiques : pour les façades principales.

**I-4-5-les escaliers :**

L'accès aux différents niveaux est assuré par une cage d'escalier réalisé en béton armé à deux et à trois volées, coulé sur place, et pour l'accès au niveau service est assuré par une autre cage d'escalier qui démarre du RDC.

**I-4-6-L'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

**I-4-7-L'acrotère :**

Réalisé en béton armé de 60 cm de hauteur sur toute la périphérie de la terrasse.

**I-4-8-Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en corps creux.

**I-4-9-La terrasse :**

Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

**I-5-Choix du système de coffrage :**

On opte pour un coffrage en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

**I-6-La réglementation :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

**I-6-1-Documents techniques réglementaires DTR.- B.C.2.2 :**

Le DTR est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitations des bâtiments, de leurs modes d'évaluation et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

**I-6-2-Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):**

Le RPA est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

**I-6-3-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions****en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91 modifié 99) :**

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre.

**I-6-4-Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :**

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

**I-7-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 modifier 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

**I-7-1-Béton :**

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, d'eau, ciment, parfois d'adjuvants, liés entre eux pour former un mortier qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

**a)-résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité «  $f_{c28}$  ». Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par :

(Art.2.1.11, BAEL 91 modifié 99).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ( $f_{c28}=25$  MPa).

**b)-résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$  est exprimée en MPa et définie conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj}=0,6+0,06f_{cj} \quad \text{si : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.2.1.12, BAEL 91 modifié99})$$

Dans notre cas :  $f_{tj28}=0,6+0,06(25)=2,1 \text{ MPa}$

**c)-module de déformation longitudinale :**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24H. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations du fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

**d)-module de déformation instantanée :** [BAEL 91 modifié 99/Art.2.1.21]

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij}=11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

**e)-module de déformation différée :** [BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.1.22]

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj}=3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**f)-module de déformation transversale :** [BAEL 91 modifié 99 /Art A.2.1.3]

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [1-06]$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$E$  : module de Young (module d'élasticité).

**Coefficient de poisson :** C'est le rapport entre la déformation relative transversale et déformation relative longitudinale dont les sont données par:

[Art A.2.1.3 /BAEL 91 modifié 99]

$\nu= 0$  pour le calcul des sollicitations à ELU.

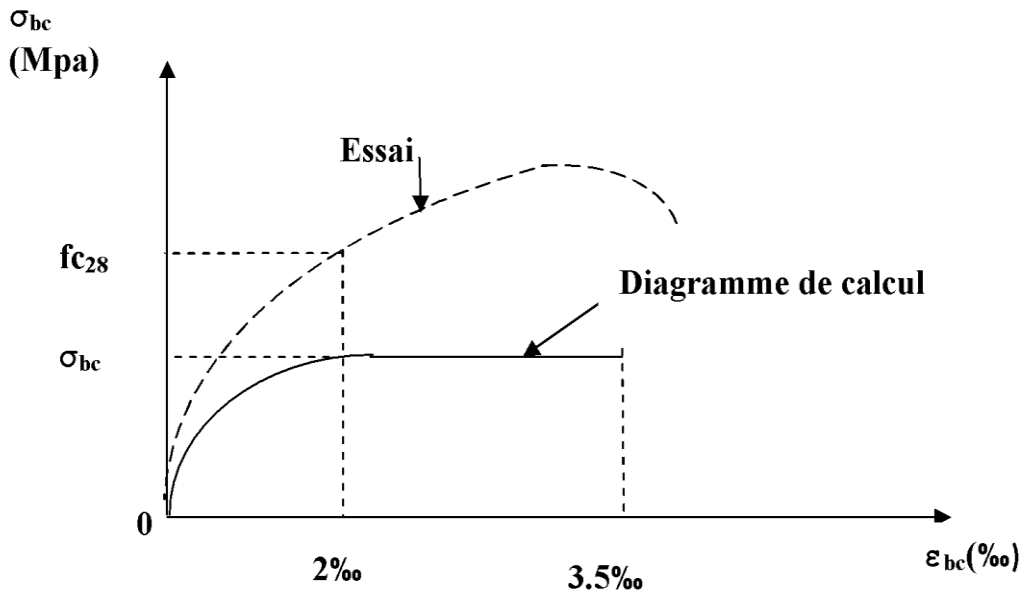
$\nu= 0,2$  pour le calcul des sollicitations à ELS.

**g)-Les états limitent :**

**g-1)-état limite ultime (ELU) :**

Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme, ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-dessous :



**Fig. I-1 : diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELU.**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{Art.4.3.41 BAEL 91 modifié 99}].$$

Avec:  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ ..... situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ ..... situation accidentelle.

Dans notre cas  $\gamma_b = 1,5$

$\Theta$  : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\Theta = 1$ .....si  $t > 24\text{h}$ .

$\Theta = 0,9$ .....si  $1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$ .

$\Theta = 0,85$ .....si  $t < 1\text{h}$ .

t : durée d'application de charge, dans notre cas  $\Theta = 1$  (durable) ;

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

### g-2) état limite de service (ELS) :

il ya des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'ait ruine.

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et il est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ . [Art.4.5.1 BAEL 91 modifié 99]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

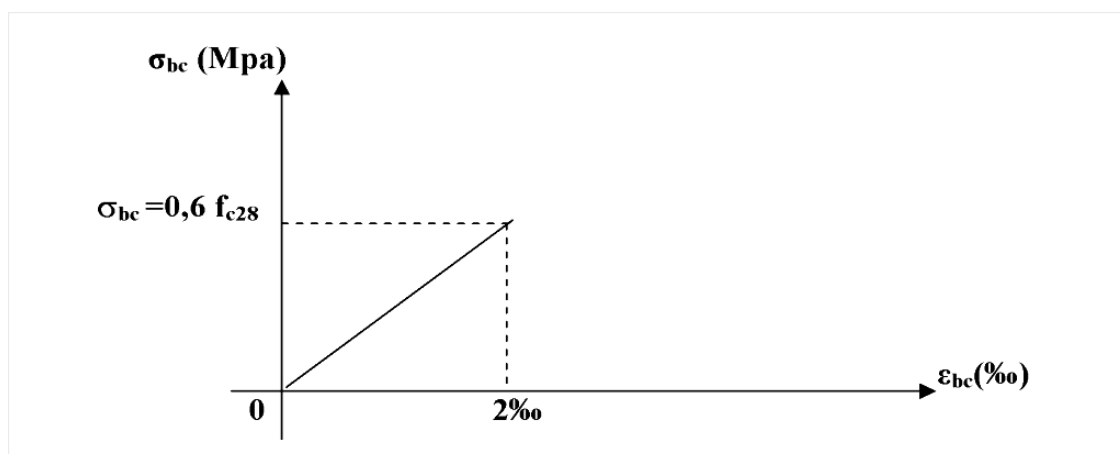


Figure I-2 : Diagramme de contraintes déformations du béton à l'ELS

### g-3) contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{Art.5.1, 1 BAEL91 modifié 99}]$$

Avec:  $\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$  cas normal (fissuration peu nuisible).

$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$  cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

**I-7-2- l'Acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

**a)-les caractéristiques mécaniques de l'acier :**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique « fe ».

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi	
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées	
	F <sub>e</sub> E24	235		
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.	
	F <sub>e</sub> E50	500		
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.	
	F <sub>e</sub> TE50	500		
Treillis soudés			emploi courant	
	-lisses	TSL		500
	-Type 4	TSHA		520

**Tableau (I.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie de l'acier.**

L'acier choisi pour les armatures longitudinales et transversales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité  $f_e = 400MPa$ ),

Treillis soudés TS 520 (avec  $f_e=520$  MPa) pour les dalles en corps creux.

✓ **Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E<sub>s</sub> » :**

$E_s=2.10^5$  MPa.

✓ **Coefficient de poisson :**

Pour les aciers :  $\nu=0,3$

**b)- les contraintes limites :**

**1)-état limite ultime (ELU) :**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{Art.4.3, 2 BAEL91 modifié 99}]$$

Avec :

$\sigma_s$  : contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

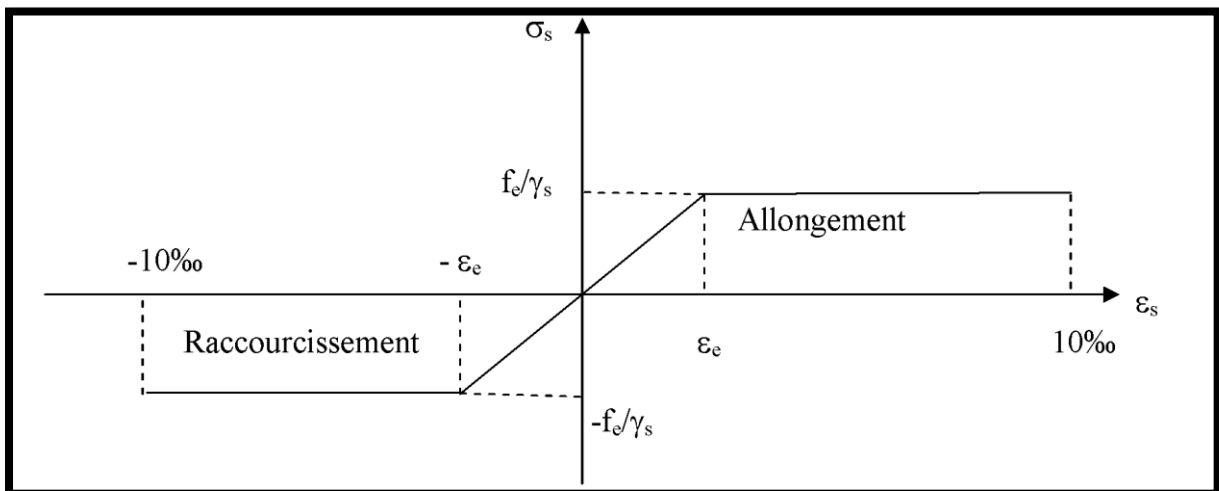
$f_e$  : limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas général.} \end{cases}$$

Nuance de l'acier	Cas courant	Cas accidentel
<b><math>f_e = 400 \text{ Mpa}</math></b>	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
<b><math>f_e = 520 \text{ Mpa}</math></b>	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ Mpa}$

Le diagramme ci-dessous représente le comportement de l'acier à l'ELU.



**Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.**

**2)-état limite de service (ELS) :**

Afin de limiter les fissurations dans le béton, on procède aux vérifications suivantes :

- ✓ **fissuration peu nuisible** : dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, (Art.4.5,32/BAEL 91 modifié 99)

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

- ✓ **fissuration préjudiciable** : les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : (Art.4.5,33/BAEL 91 modifié 99)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s (MPa) = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ ..... pour les Hautes adhérences(HA).

$\eta = 1.3$ .....pour les treillis soudés.

La contrainte pour les différents aciers est :

Pour feE400.....  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$  (H.A)

- ✓ **fissuration très préjudiciable** : les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit :

(Art.4.5,34/BAEL 91 modifié 99)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s (MPa) = \min \left\{ 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

La contrainte pour les différents aciers est :

Pour feE400.....  $\bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa}$  (H.A)

**I-8-protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage.

On adoptera les valeurs suivantes : (Art.7.1 /BAEL91 modifié 99)

- ❖  $e \geq 5 \text{ cm}$  : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques),
- ❖  $e \geq 3 \text{ cm}$  : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations,

- ❖  $e \geq 1 \text{ cm}$  : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

En outre, l'enrobage de chaque armature est au moins égale à son diamètre si elle est isolée ou à la largeur du paquet dont elle fait partie (Art.7.2,4 BAEL91 modifié 99), comme indiqué sur la Figure 22.

Afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5 cm (Art.7.2,8 BAEL91 modifié 99).

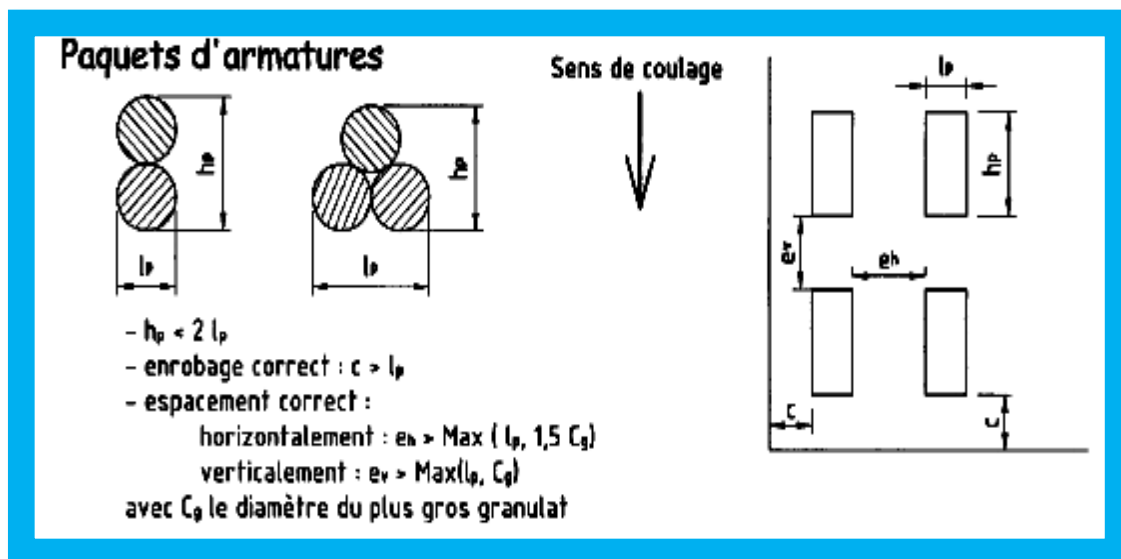


Fig. I. 4: Protection des armatures et conditions de bétonnage correct.

**Pré dimensionnement :**

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le RPA99 version 2003, le CBA 93 Et le BAEL 91

**II-1- Pré dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- ❖ Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs
- ❖ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux
- ❖ Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux

**II-1-1 : Planchers à corps creux :**

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition suivante :

Condition de la flèche :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6.8.423/BAEL91 modifier 99}).$$

**ht** : hauteur de plancher ;

**L max**: portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

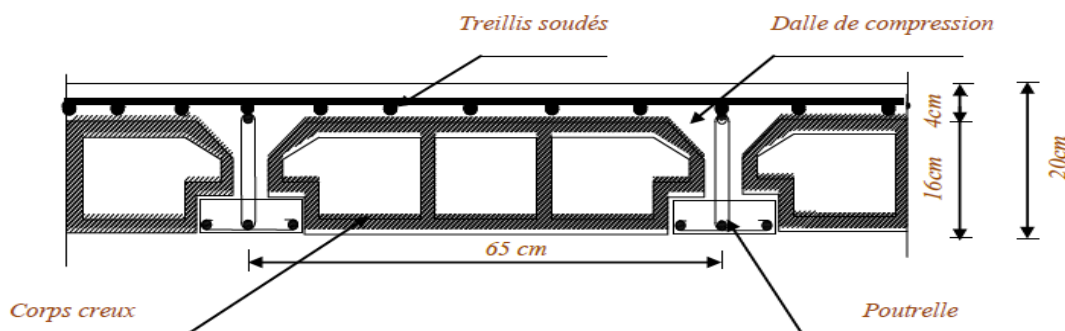
$$L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{455}{22.5} \quad \mathbf{ht = 20.22 \text{ cm}}$$

On opte pour un plancher de  $(16+4)=20\text{cm}$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression



**Fig-II-1 : Coupe verticale du plancher.**

**II-1-2-Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :**

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur 3 appuis avec les dimensions suivantes :

Donnée en fonction de la nature des appuis:

- ✓ Dalles reposants sur deux appuis :  $Lx/35 < e < Lx/30$
- ✓ Dalles reposants sur trois ou quatre appuis:  $Lx/50 < e < Lx/40$

**Lx** : petit côté du panneau de dalle.

**Ly** : grand côté du panneau de dalle.

**Dans notre cas**, la dalle repose sur quatre appuis avec une portée

Égale: **Lx = 200cm** .....**Donc on a**:  $4cm \leq e \leq 5cm$

**Soit**:  $e = 5cm$

**Remarque** : L'épaisseur doit être au moins égale à 12cm selon le RPA99 version 2003.

**II-2- Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre, à savoir la hauteur **h** et la longueur **b** doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

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

**b** : largeur de la poutre.

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

Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions telles que :

1.  $b \geq 20cm$
2.  $h \geq 30cm$
3.  $\frac{h}{b} \leq 4$

**II-2-1- Poutres principales (sens longitudinal) :**

**Hauteur :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 570 - 25 = 545cm$$

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$36.33 \leq h \leq 54.5$$

Soit **h=45cm**.

**Largeur :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$   
 $0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$   
 $18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}.$

Soit **b=30cm.**

D'où la section des poutres principales est : **(30x45) cm<sup>2</sup>.**

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm}.$  (condition vérifiée)

$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 > 30 \text{ cm}.$  (condition vérifiée)

$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 1,5 \leq 4$  (condition vérifiée).

On prend la section des poutres principales : **(30x45) cm<sup>2</sup>.**

**II-2-2-Poutres secondaires (sens transversal) :**

**Hauteur :**

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$$30,33 \leq h \leq 45,5$$

Soit **h=40cm.**

**Largeur :**

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Soit **b=30cm.**

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm}.$  (condition vérifiée)

$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 > 30 \text{ cm}.$  (condition vérifiée)

$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 1,33 \leq 4.$  (Condition vérifiée)

D'où la section des poutres secondaires est : **(30x40) cm<sup>2</sup>**

**II-2-3-Poutres de chaînage :****Hauteur :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

$$28.33 \leq h \leq 42.5$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

**Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

Note : **L** : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 450 - 25 = 425$$

**II-3- Pré dimensionnement des voiles :**

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

D'après le RPA 99/Version2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4ep$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : **ep** : épaisseur des voiles.

**L** : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e = \max \left[ \frac{he}{20} \quad \frac{he}{22} \right]$$

❖ **Pour les étages du 1<sup>er</sup> au 8<sup>em</sup> étage : h= 3.06 m**

$$he = h \text{ étage} - e \text{ dalle} \quad he = 306 - 20$$

$$he = 284 \text{ cm} \quad e \geq 284/20 \quad e = 14.2 \text{ cm}$$

❖ **pour le 9<sup>em</sup> étage : h= 3.01 m**

$$he = h \text{ étage} - e \text{ dalle} \quad , he = 301 - 20$$

$$he = 279 \text{ cm} \quad , e \geq 279/20 \quad , e = 13.95 \text{ cm}$$

❖ Pour Le RDC:  $h=4.42\text{m}$ 

$$h_e = h_{\text{RDC}} - e_{\text{dalle}} = 442 - 20$$

$$h_e = 422\text{cm} \quad e \geq 422/20 \quad e = 21.1\text{cm}$$

❖ Pour le sous-sol :  $h=3.00\text{m}$ 

$$h_e = h_{\text{s-s}} - e_{\text{dalle}}$$

$$h_e = 300 - 20$$

$$h_e = 280\text{ cm} \quad e \geq 280/20 \quad , e = 14\text{cm}$$

**Conclusion :**

On adoptera une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles.

**Vérification du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur ( $L$ ) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.

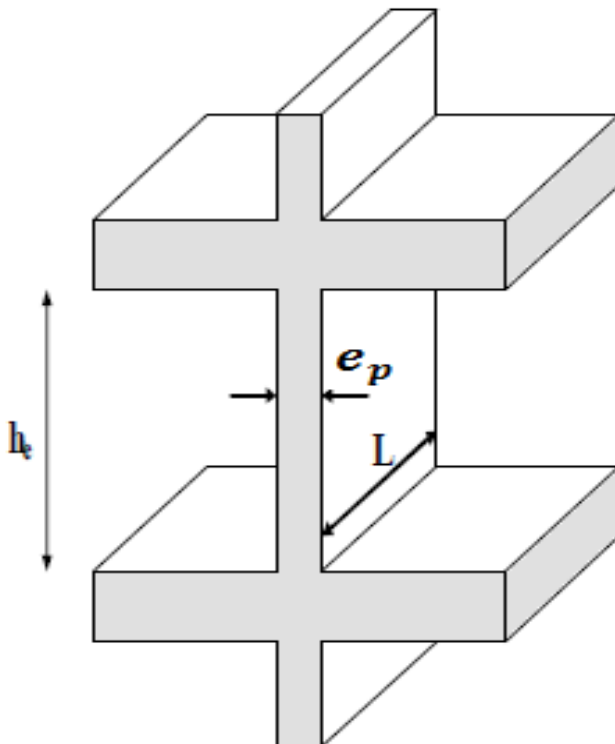
$$L_{\text{min}} \geq 4e \quad L_{\text{min}} \geq 4(0.20) \quad \text{condition vérifiée}$$

$$L_{\text{min}} = 1.05\text{ m} \geq 0.8 \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ L'ouvrage sera implanté à Tizi-ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).

❖ L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. (Condition vérifiée)

$$e = 20\text{ cm} \geq e_{\text{min}} = 15\text{ cm}$$



**Fig II-2 coupe de voile en élévation**

**II-4- Pré dimensionnement des poteaux :****Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'E.L.S (État limite de service) en compression simple par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad NS = G + Q$$

**S** : Section transversale du poteau.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de compression repris par le poteau qui est considéré.

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

**D'où**  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

Selon l'article (**B 8.4.1**) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du **RPA**.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq (b_1 / h_1) \leq 4$$

Avec (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) : section transversale des poteaux.

Sachant que la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) est de 25x25cm<sup>2</sup>

**II-4-Détermination des charges et surcharges :**

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

**II-4-1- Les charges permanentes :**

On a la charge : **G = ρ.e**

**ρ** : C'est le poids volumique

**e** : L'épaisseur de l'élément

II-4-1-1-Les murs :

1) Les murs extérieurs :

Remarque: La charge du mur extérieur est par mètre carré de **surface verticale**.

Tableau II-1- charges permanentes du mur extérieur :

N <sup>0</sup>	Désignation	Épaisseur [m]	Masse volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	2 x 0.1	9	1.80
3	Lame d'air	0.1	0	0
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				<b>2.44</b>

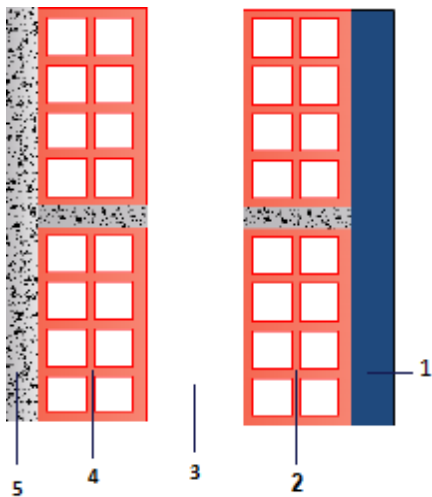


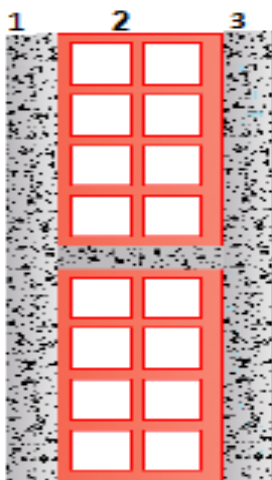
Figure II-3 Mur extérieur

**2) murs intérieurs :**

**Remarque:** La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale.

**Tableau II-2-** Charges permanentes du mur intérieur :

N <sup>0</sup>	Désignation	Epaisseur [m]	Masse volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de plâtre	0.02X2	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
				<b>1.30</b>



**Figure II-4 Mur intérieur (de séparation)**

II-4-1-2-planchers :

1)-Plancher en corps creux de la terrasse non accessible :

Tableau II-3- Charge permanentes

N <sup>o</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon 15/25	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Feuille de poly âne	0.01	1	0.01
5	Isolant thermique ou liège	0.04	4	0.16
6	Plancher à corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G = 5.83</b>

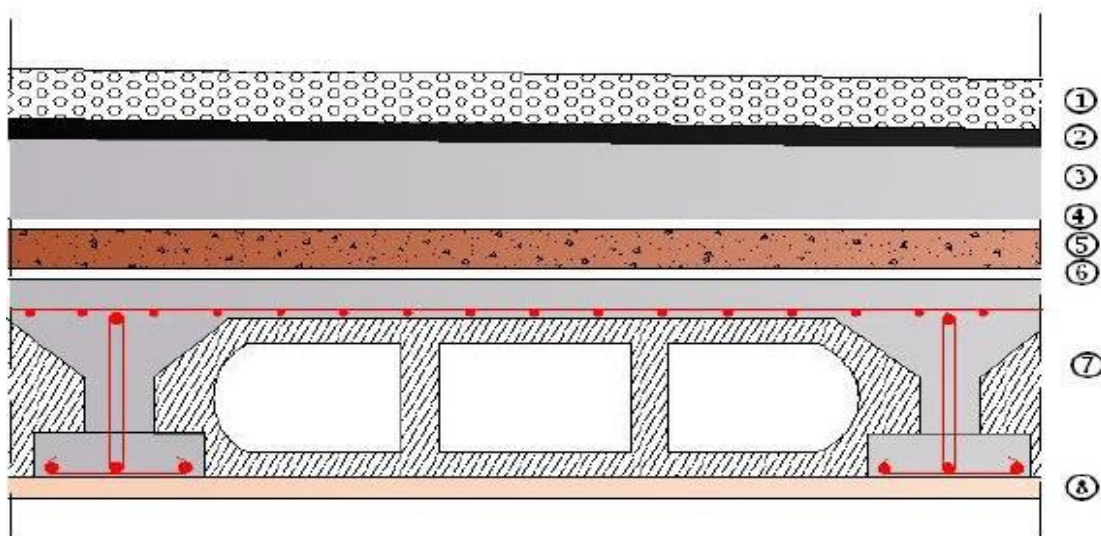


Figure II-5 Coupe verticale du plancher terrasse

2)-Plancher en corps creux étage courant :

Tableau II-4-Charges permanentes :

N <sup>0</sup>	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique kN/m <sup>3</sup>	Charges kN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	10	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en Corp. creux	(16+4)=0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuses 8 trous y compris enduit	0.1	-	1.20
				<b>5.4</b>

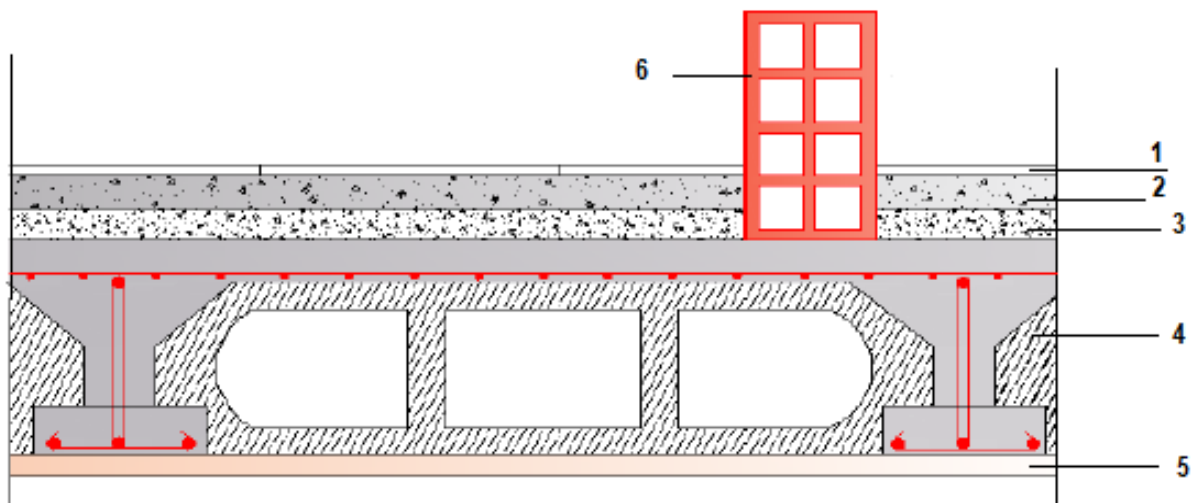


Figure II-6 Coupe verticale du plancher courant

II-4-2- Les surcharges d'exploitations :

Eléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher sous-sol	4
Plancher RDC a usage commerce	4
Plancher d'étages a usage bureaux.	2.5
Plancher terrasse non accessible	1
Plancher d'étages d'habitation	1.5
Acrotère	1
balcon	3.5

Tableau II-5-Charges d'exploitations

II-5-pré dimensionnement des poteaux

Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression de charges.

On considère La Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : **B4**

**CALCULE DE LA SURFACE REVENANT AU POTEAU B4**

**S nette** = S1 + S2 + S3 + S4 avec :

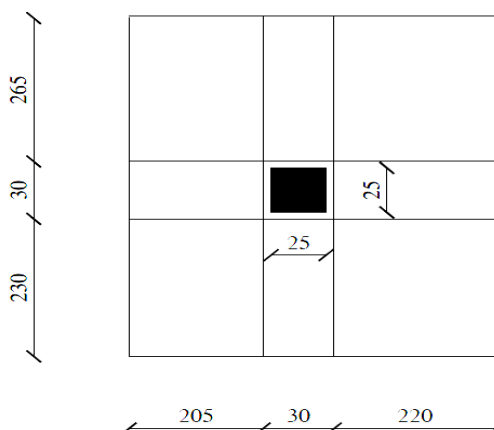
S1=2.05x2.65=5.43m<sup>2</sup>

S2=2.30x2.05=4.71m<sup>2</sup>

S3=2.20x2.65=5.83m<sup>2</sup>

S4=2.20x2.30=5.06m<sup>2</sup>

S nette=21.03m<sup>2</sup>



**Calcul du Poids propre des éléments :**▪ **plancher :**

Plancher terrasse :  $G_{Pt} = G_{pt} \times S_{nette} = 5.83 \times 21.03 = 122.60 \text{ KN}$ .

Plancher étage courant :  $G_{PC} = G_{péc} \times S_{nette} = 5.4 \times 21.03 = 113.56 \text{ KN}$ .

▪ **poutres:**

Poutres principales :  $G_{PP} = 0,3 \times 0,45 \times (2.65+2.30) \times 25 = 16.70 \text{ KN}$ .

Poutres secondaires :  $G_{PS} = 0,3 \times 0,40 \times (2,05+2,20) \times 25 = 12.75 \text{ KN}$ .

GT poutres =  $G_{PP} + G_{PS} = 16.70+12.75$

GT poutres =  $29.45 \text{ kN/m}$

▪ **Poteaux :**

Poteau du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> =  $(0.25 \times 0.25 \times 3,06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$ .

Poteau du RDC =  $(0.25 \times 0.25 \times 4,42) \times 25 = 6.90 \text{ KN}$ .

Poteau du 9<sup>ème</sup> =  $(0.25 \times 0.25 \times 3.01) \times 25 = 4.70 \text{ KN}$

Poteau sous sol : =  $(0.25 \times 0.25 \times 3) \times 25 = 4.68 \text{ KN}$

**Surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 21.03 = 21.03 \text{ KN}$ .

Plancher de l'étage courant :  $1.5 \times 21.03 = 31.54 \text{ KN}$

Plancher S-Sol :  $Q_s - \text{soul} = 4 \times 21.03 = 84.12 \text{ KN}$ .

Plancher a usage commercial :  $4 \times 21.03 = 84.12 \text{ KN}$ .

Plancher étage de service :  $2.5 \times 21.03 = 52.57 \text{ KN}$

**Loi de dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$ .

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

**Q<sub>0</sub>** : surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 9)

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

**Q<sub>n</sub>** : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

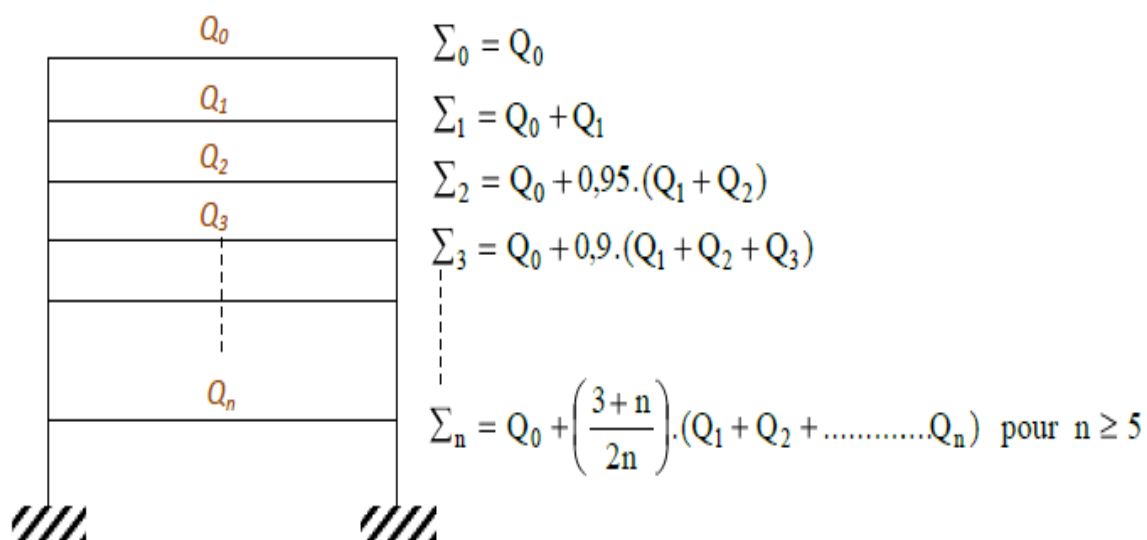


Fig II-7 Dégression verticale des surcharges d'exploitation

- 9ème  $Q_0=21.03\text{KN.}$
- 8ème  $Q_0 + Q_1 =52.57\text{KN.}$
- 7ème  $Q_0 +0,95 (Q_1+Q_2) =80.95\text{KN.}$
- 6ème  $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) =106.188\text{KN.}$
- 5ème  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =128.266\text{KN.}$
- 4ème  $Q_0 + 0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =147.19\text{KN.}$
- 3ème  $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =162.96\text{KN.}$
- 2ème  $Q_0 +0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =177.783\text{KN.}$
- 1er  $Q_0+0,69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =209.641\text{KN.}$
- RDC  $Q_0+0,66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) =256.96\text{KN.}$
- Sous sol  $Q_0+0,66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})= 308.063\text{KN.}$

**Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau :**

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Gplan	Gpout	GPot	GTO T	Gcumulée	Qi	Qcumulée		Section trouvée	Section adoptée
<b>9</b>	122.63	29.45	0	152.08	152.08	21.03	21.03	173.11	115.40	35x35
<b>8</b>	113.56	29.45	4.70	147.71	299.79	52.57	73.6	373.39	248.92	35x35
<b>7</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	447.58	80.95	154.55	605.13	403.42	40x40
<b>6</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	595.37	106.188	260.738	856.108	570.73	40x40
<b>5</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	743.16	128.26	388.998	1132.158	754.772	40x40
<b>4</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	890.95	147.19	536.188	1427.138	951.42	45x45
<b>3</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	1038.74	162.96	699.148	1737.888	1158.592	45x45
<b>2</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	1186.53	177.78	876.928	2063.458	1375.64	45x45
<b>1</b>	113.56	29.45	4.78	147.79	1334.32	209.64	1086.568	2420.888	1613.92	50x50
<b>RDC</b>	113.56	29.45	6.90	149.91	1482.11	256.96	1343.528	2825.638	1883.75	50x50
<b>Sous sol</b>	113.56	29.45	4.68	147.69	1629.8	308.063	1651.588	3281.388	2187.59	50x50

Vérification des sections selon le RPA 99 (Art7.4.1)

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=35	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	He/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ b/h	b/h=1	Condition vérifiée
40x40	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=40	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	He/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ b/h	b/h=1	Condition vérifiée
45x45	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=45	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	He/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ b/h	b/h=1	Condition vérifiée
50x50	Min (b,h) ≥ 25	Min (b,h)=50	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ he/20	He/20=442/20=22.1	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ b/h	b/h=1	Condition vérifiée

**Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de 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  $\lambda$  des poteaux.

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

Lf: Longueur de flambement (Lf = 0.7 L0)

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

**L<sub>0</sub>**: Hauteur libre du poteau.

**S** : section transversale du poteau (b x h)

**I** : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$ )

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

✓ RDC : **(50x50)**

L<sub>0</sub> = 4.42 m d' où  $\lambda = 21.43 < 50$  (condition vérifiée).

✓ 1er étage : **(50x50)**

L<sub>0</sub> = 3.06 m d' où  $\lambda = 14.84 < 50$  (condition vérifiée).

✓ 2eme 3éme et 4éme étage : **(45x45)**

L<sub>0</sub> = 3.06 m d' où  $\lambda = 16.48 < 50$  (condition vérifiée).

✓ 5eme 6em et 7 em étage : **(40x40)**

L<sub>0</sub> = 3.06 m d' où  $\lambda = 18.55 < 50$  (condition vérifiée).

✓ 8eme étage : **(35x35)**

L<sub>0</sub> = 3.06 m d' où  $\lambda = 21.20 < 50$  (condition vérifiée).

✓ 9eme étage : **(35x35)**

L<sub>0</sub> = 3.01 m d' où  $\lambda = 20.85 < 50$  (condition vérifiée).

**Donc :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**Conclusion :**

Pré dimensionnement des planchers :  $ht = 20\text{cm}$

Pré dimensionnement de la dalle pleine :  $ht = 15\text{ cm}$

Pré dimensionnement des voiles :  $ht = 20\text{cm}$

Pré dimensionnement des poutres :

	<b>Poutre principal</b>	<b>Poutre secondaire</b>
<b>Section adoptée</b>	30x45	30x40

• Pré dimensionnement des poteaux :

<b>Niveau</b>	<b>Section adoptée</b>
<b>Sous sol, RDC, 1er étage</b>	50x50
<b>2ème, 3ème et 4ème étage</b>	45x45
<b>5ème ,6ème et 7ème étage</b>	40x40
<b>8ème et 9ème étage</b>	35x35

**Introduction :**

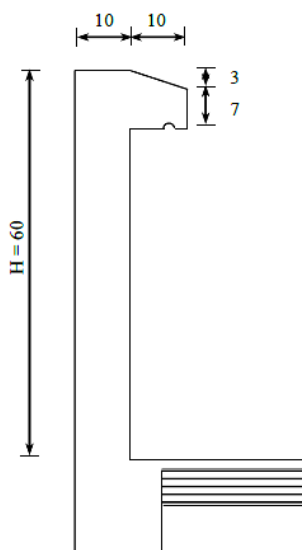
Ce chapitre porte sur l'étude complète et spécifique de chacun des éléments structuraux secondaires que comporte la construction.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les planchers à corps creux et les planchers en dalles pleines.
- Les balcons.
- La salle machine.

**III-1- L'acrotère :**

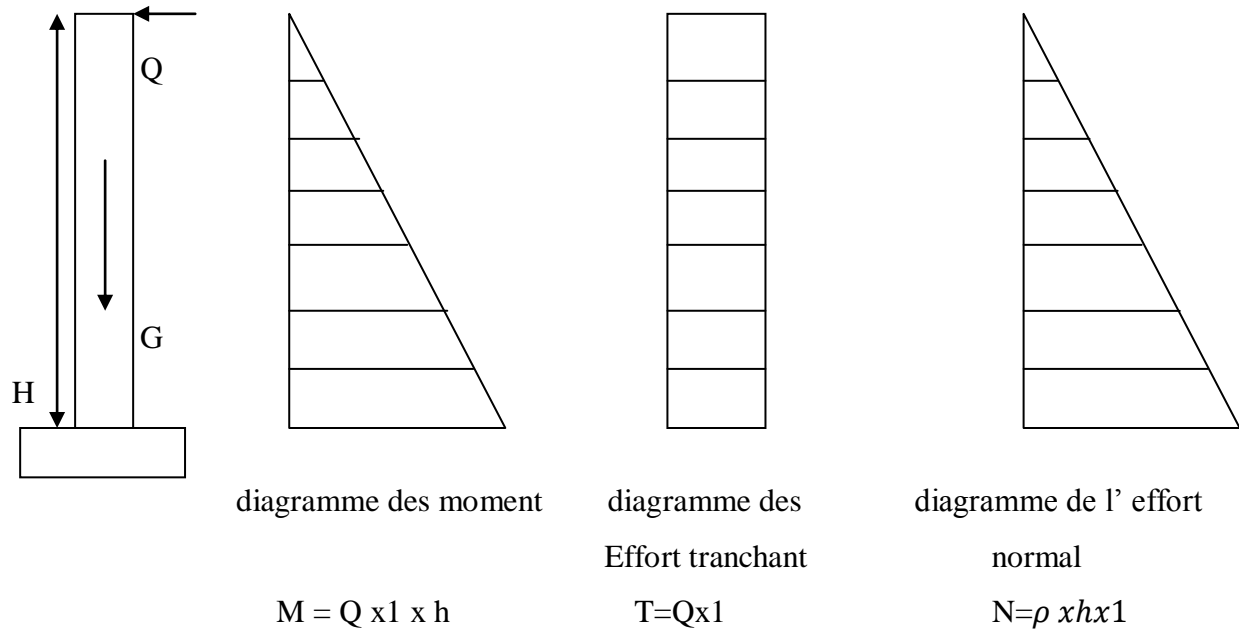
L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale  $Q=1$  [kN/ml] non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 m de largeur.

**III -1-1- Terminologie :**

**Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère**

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

**III -1-2- Détermination des sollicitations :**



**Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère :**

**Poids propre :**

$$G = \rho \times S$$

Nous avons :

$$\sigma_b = 25 \text{ kN/M}^2$$

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03/2)] \times 25 = [0,06 + 0,007 + 0,0015] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ kN}$$

**Effort normal de compression dû au poids propre :**

$$N_G = \rho \times S \times 1 \text{ m}$$

$$N_G = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

Avec :

$\rho$ : masse volumique du béton.

$S$ : section transversal.

Effort horizontal: **Q=1kN/ml.**

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$MQ = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1 \times 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$TQ = Q \times 1 = 1,00 \text{ kN.}$$

### III 1-3- Calcul à l'état limite ultime : (BAEL 91/ART A.3.2.2,1)

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

- **Effort normal dû à G :**

$$\text{Effort de compression dû à G : } N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.3118 \text{ Kn}$$

- **Moment de flexion dû a Q :**

$$\text{Moment de renversement dû à Q : } M_u = 1.5 \times MQ = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN.}$$

### III 1-4- Calcul à l'état limite de service : (BAEL 91/ART A.3.3.3)

La combinaison de charge est : **G + Q**

- **Effort normal dû à G :**

$$\text{Effort de compression dû à G : } N_s = G = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion dû a Q**

$$\text{Moment de renversement : } M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = T = 1 \text{ kN.}$$

### III 1-5- Ferrailage (ELU):

Il consiste à étudier une section rectangulaire en flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .

#### Calcul de l'excentricité :

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

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.3118 = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm.}$$

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

$e_u > [(h/2) - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal «  $N_u$  » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif «  $M_{fu}$  » on trouve une section d'armatures fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

**Calcul des armatures en flexion simple:****Moment fictif :**

$$M_{fu} = M_u + N_u (h/2 - c) = 0.9 + 2.3118 \times (0.1/2 - 0.02) = 0.969 \text{ kN.m}$$

$$\text{Avec : } \mu_b = M_{fu} / (b d^2 \cdot F_{bu}).$$

**Moment réduit :**

$$F_{bu} = 0.85 f_c 28 / \theta. \gamma = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_b = 0.969 / (1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.010 \quad \beta = 0.995$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  la section est simplement armée.

**Armatures fictive:**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\sigma_{st} = 400 / 1.15$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = M_{fu} / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) = 0.969 \times 10^3 / (0.995 \times 8 \times 348) = 0.34 \text{ cm}^2.$$

**Calcul des armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} - (N_u / \sigma_{st}) = 0.34 - (2.3118 / 34.8) = 0.27 \text{ cm}^2$$

**III 1-6- Vérification à l'ELU :****Condition de non fragilité : [B.A.E.L91/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 :  $A_{st} \geq A_{min}$  :

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

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

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_s \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc on adopte une section :  $A_s = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$ , Soit :

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

**Avec un espacement :**  $St = 100/5 = 25 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Avec un espacement :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1] :**

La fissuration est préjudiciable : alors  $\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$  ( $V_u$  : effort tranchant max à l'ELU).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \quad \dots \quad \overline{\tau}_u < \tau_u$$

=> Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**Vérification des espacements :**

La fissuration est préjudiciable  $St \leq \min \{2h ; 25 \text{ cm}\}$ .

On opte pour un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL 91 ART 6-13)**

**Avec :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, pour cela

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = T_u / 0.9 \times d \times \Sigma u_i \quad \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Pour les aciers haute adhérence le coefficient de scellement :  $\gamma_s = 1,5$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Sigma U_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

n: Le nombre de barres

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

$$\Sigma U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8$$

$$\Sigma U_i = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 80 \times 10,05 \times 10$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Pour avoir un bon enracinement droit, il faut mettre en œuvre un enracinement qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ).

Avec :

$$L_s = \varphi \times f_e / 4\tau_{se}$$

$$L_s = 0.8 \times 400 / 4 \times 3.15$$

$$L_s = 25.39 \text{ cm} \quad \text{on va adopter } L_s = 30 \text{ cm}$$

**III 1-7- Vérification à l'ELS :****Vérification des contraintes :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

❖ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures (dans l'acier)**

$$\bar{\sigma}_s = \min[ (2/3 f_e) ; 0.5 f_e ; 110 (n f_{t28})^{1/2} ]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

On a des aciers : HA :  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

FeE400  $\rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot 400, 110) = \min(266.66, 201.63).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \times d \times A_{st} \quad \rho_1 = 100 \times A_s / b \times d$$

$$\rho_1 = 100 \times 2.01 / 100 \times 8 = 0.251 \quad \beta_1 = 0.92$$

$$\sigma_{st} = 0.6 \times 10^3 / 0.92 \times 8 \times 2.01$$

$$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

La section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures

❖ **Vérification des contraintes dans le béton : [Art A 4.5.2 du BAEL 91]**

Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE400 en flexion simple.

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \cdot \quad [\text{Art.4.5.1 BAEL 91 modifié 99}]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 40.55 \times 1 / 47.50$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Espacement des barres [Art. A.8.2.4, 2 BAEL 91 modifié 99] :**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ .

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ .

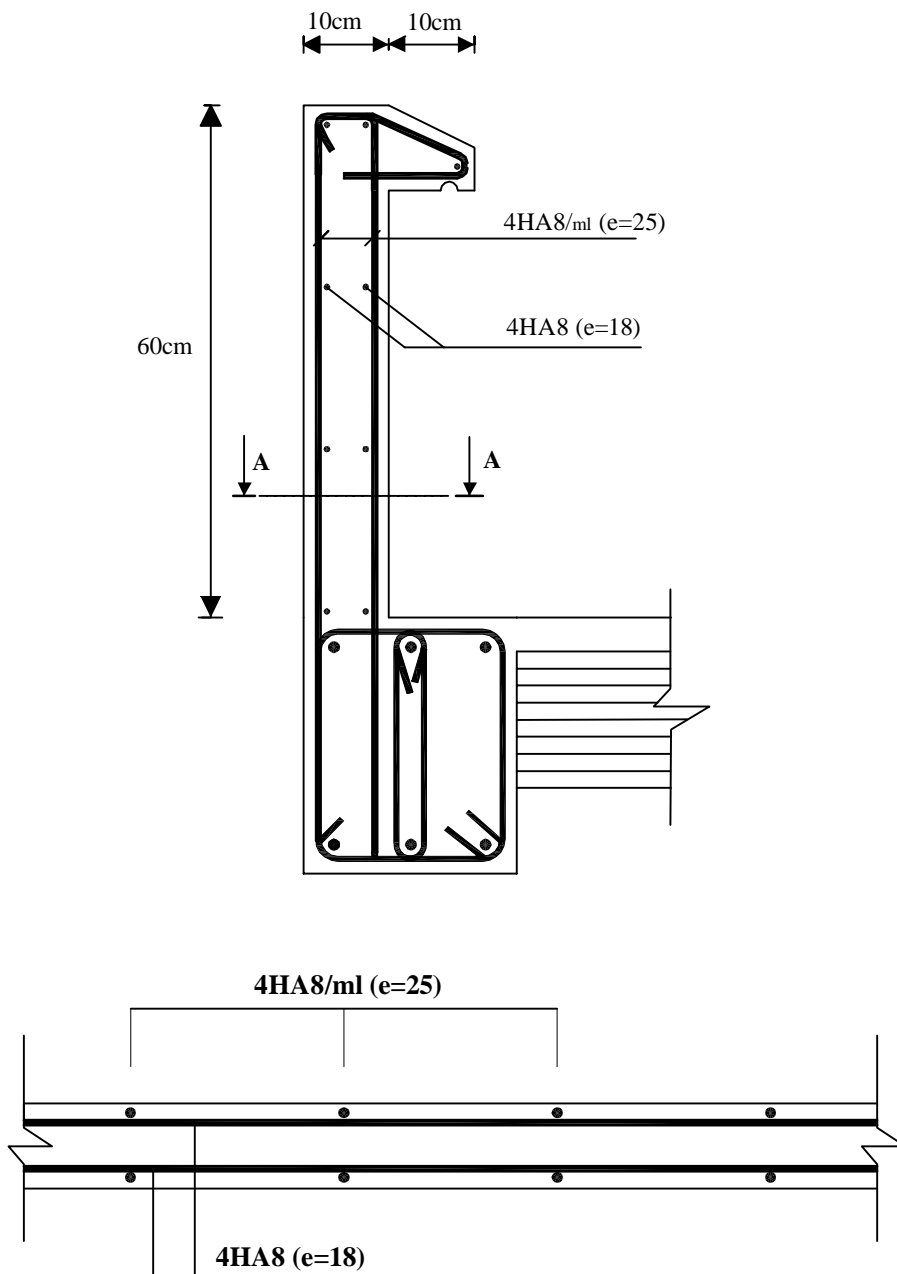
Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

**Conclusion :**

Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01cm<sup>2</sup>** avec : e = **25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : e = **25 cm**.



**Coupe A-A**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr AZZOUN AGHILES  
Mr AMRANE LOUNES

Dirigé par:  
MADAME AKMOUSSI

Plan de Ferrailage  
de l'acrotère

Echelle

2015

**III 2-Les planchers :**

**Introduction :**

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (20cm), avec une dalle de compression de 4cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm qui seront disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal). Sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 25cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites.
- Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges.

**III 2-1 Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le **B.A.E.L. ( Art B.6.8.423 )** :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Ø4 de nuance TLA520

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5$$

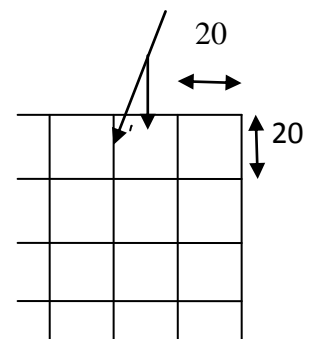
Soit :  $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $e_s = 20 \text{ cm}$

**l** : distance entre axe des poutrelles (50 cm < **l** < 80 cm ).

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e_s = 20 \text{ cm}$



**III 2-2 Calcul des poutrelles :**

**Poutrelle :**

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 16cm. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul se fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

**III 2-2-1 Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95\text{KN/m}^2$  ainsi que celui de l'ouvrier :

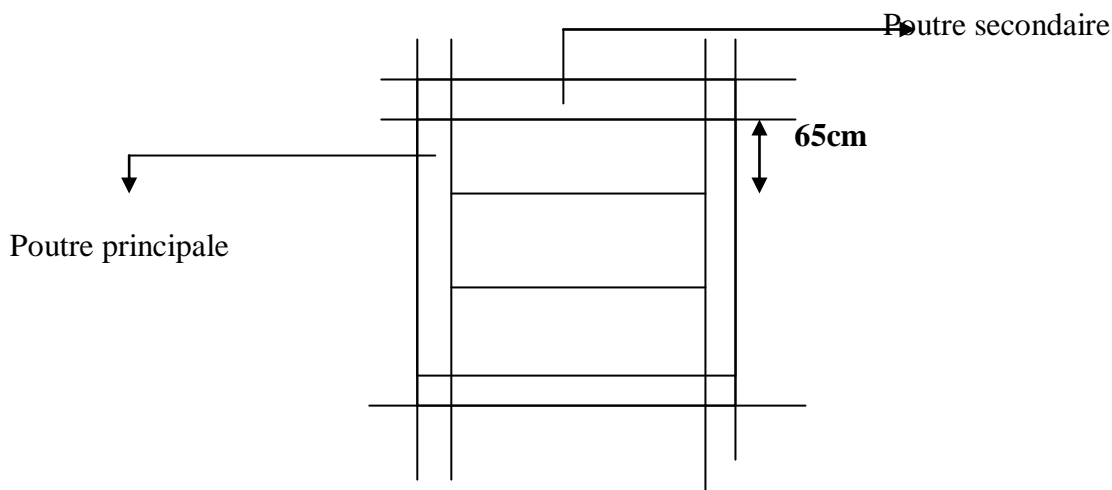
- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charges permanente :  $G=0.74\text{KN/ml}$

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

**III 2-2-2 Ferrailage à l'ELU :**

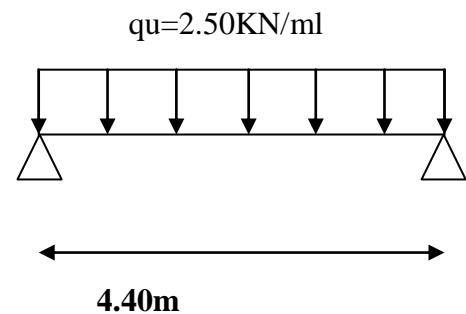
Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.



➤ **La combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

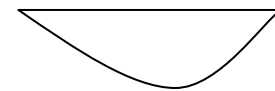
$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$



**Schéma statique de la poutrelle**

- **Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.40^2}{8} = 6.05 \text{ kN.m}$$

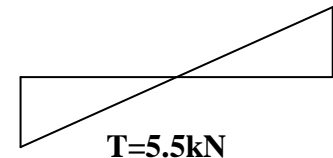


$$M = 6.05 \text{ kN.m}$$

III.3 diagramme des moments

- **Effort tranchant max: fléchissant**

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.4}{2} = 5.5 \text{ kN}$$



$$T = 5.5 \text{ kN}$$

III.4 diagramme des efforts tranchant

- **Calcul des armatures :**

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

Avec :  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = h - c$  ;  $h = 5 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 3 \text{ cm}$  (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{6.05}{12 \times 3^2 \times 14.2} = 2.355 > \mu_l = 0.392 \text{ avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

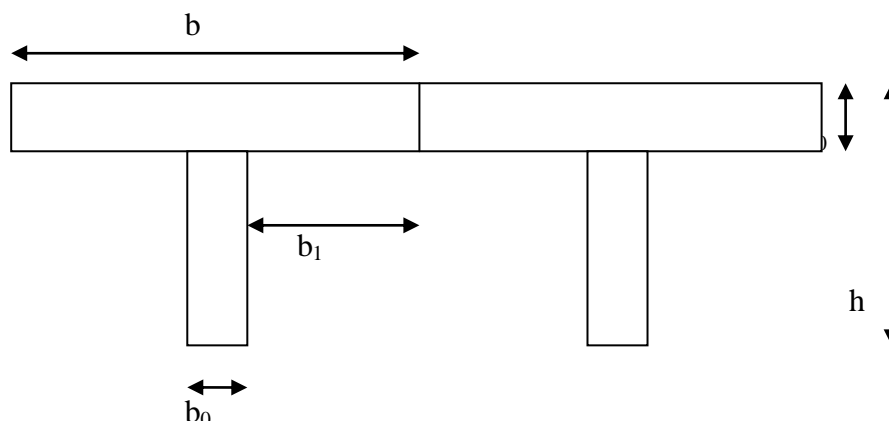
**La section est doublement armée.**

**NB :** Sachant que la hauteur des poutrelles est de 5cm il nous est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surchargent auxquelles elles sont soumises avant coulage.

### III 2-2-3 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té 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.

- **Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**



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 :

$$\text{Min} \left( \frac{L}{10}, \frac{L'-b_0}{2} \right)$$

**L'** : Longueur libre entre axe des poutrelles (65cm).

**L** : longueur libre entre nus d'appuis (530cm).

**h<sub>0</sub>** : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

**H** : hauteur totale du plancher.

**b<sub>0</sub>** : Largeur de la poutrelle (12cm).

$$\text{b}_1 : \text{Min} \left( \frac{530}{10}, \frac{65-12}{2} \right) = 26.5 \text{ cm}$$

➤ **Charges permanentes et les charges d'exploitations :**

Poids propre du plancher de :

$$\text{L'étage courant : } G = 5.8 \times 0.65 = 3.77 \text{ kN/m}$$

$$\text{La terrasse : } G = 5.83 \times 0.65 = 3.789 \text{ kN/m}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$\text{Sous-sol : ..... } Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN/ml}$$

$$\text{RDC a usage de commerce : ..... } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$$

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

$$\text{Les étage a usage d'habitation : .... } Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Les étage a usage de bureau : ..... } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$$

**III 2-3 Combinaison de charges :**

▪ **Plancher du sous-sol :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 2.6 = 8.989 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3.77 + 2.6 = 6.37 \text{ KN/ml}$$

▪ **Plancher de RDC a usage de commerce :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 1.625 = 7.527 \text{ kN/ml}$$

$$\text{AL'ELS : } q_s = G + Q = 3.77 + 1.625 = 5.395 \text{ kN/ml}$$

▪ **Les plancher des étages courant à usage d'habitation :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 0.975 = 6.552 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3.77 + 0.975 = 4.745 \text{ kN/ml}$$

**Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC et les autres étages on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable. Pour le Plancher Sous-sol On aura alors deux types de poutrelles à étudier (coté **A** et **B**).

**III 2-4 Étude du Plancher sous-sol :**

**III 2-4-1 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

**Choix de la méthode de calcul :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

La valeur de la surcharge d'exploitation est plus ou égale à deux fois la charge permanente ou  $5\text{KN/m}^2$

$$Q \leq (2G, 5\text{KN})$$

$$2G = 2 \times 3.77 = 7.54\text{KN}.$$

$$Q \leq (7,54\text{KN} ; 5\text{KN}) \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8 et 1,25**.

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.5}{3.15} = 1.11, \quad \text{condition vérifiée}$$

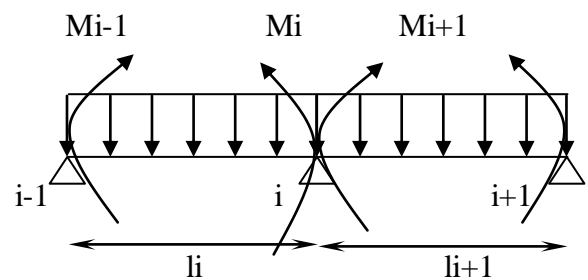
$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.15}{4.50} = 0.7, \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{4.50}{4.80} = 0.93, \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{4.8}{4.30} = 1.11, \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{4.30}{3.05} = 1.40 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_6}{l_7} = \frac{3.05}{3.40} = 0.89 \quad \text{condition vérifiée}$$



**Remarque :**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

**Exposé de la méthode des 3 moments :**

➤ **Exposition de la méthode :**

**Rappel**

Les équations des trois moments données par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

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

➤ **En travée :**

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

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $M_{i-1}, M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

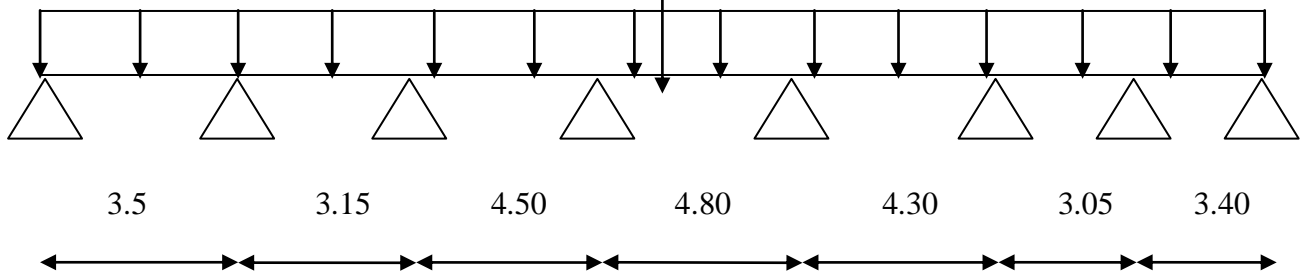
$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

**qu = 8.989 kN/ml**



$M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

III 2-4-2 Calcul des moments aux appuis :

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$q_i$ kN/ml	$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} =$ $-\left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$	
0	0	3.5	8.989	$7M_0 + 3.5M_1 = -96.35$	-10.19
1	3.5	3.15	8.989	$3.5M_0 + 13.3M_1 + 3.15M_2 = -166.59$	-7.14
2	3.15	4.5	8.989	$3.15M_1 + 15.3M_2 + 4.5M_3 = -275.02$	-11.39
3	4.5	4.8	8.989	$4.5M_2 + 18.6M_3 + 4.8M_4 = -453.3$	-17.39
4	4.8	4.3	8.989	$4.8M_3 + 18.2M_4 + 4.3M_5 = -427.19$	-16.46
5	4.3	3.05	8.989	$4.3M_4 + 14.7M_5 + 3.05M_6 = -242.43$	-10.25
6	3.05	3.4	8.989	$3.05M_5 + 12.9M_6 + 3.4M_7 = -152.08$	-6.84
7	3.4	0	8.989	$3.4M_6 + 6.8M_7 = -88.32$	-9.56

III 2-4-3 Calcul des moments en travée :

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

$$M(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal est donnée par la relation suivante :

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

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2)  $\rightarrow x = 1.84m \quad \rightarrow M_{1 \max} (1.84) = 5.13 \text{ KN.m}$

Travée (2-3)  $\rightarrow x = 1.42m \quad \rightarrow M_{2 \max} (1.42) = 1.99 \text{ KN.m}$

Travée (3-4)  $\rightarrow x = 2.1m \quad \rightarrow M_{3 \max} (2.1) = 8.47 \text{ KN.m}$

Travée (4-5)  $\rightarrow x = 2.42m \quad \rightarrow M_{4 \max} (2.42) = 8.97 \text{ KN.m}$

Travée (5-6)  $\rightarrow x = 2.31m \quad \rightarrow M_{4 \max} (2.31) = 7.55 \text{ KN.m}$

Travée (6-7)  $\rightarrow x = 1.64m \quad \rightarrow M_{4 \max} (1.64) = 2 \text{ KN.m}$

Travée (7-8)  $\rightarrow x = 1.61m \quad \rightarrow M_{4 \max} (1.61) = 4.83 \text{ KN.m}$

**N.B**

1-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont majorés et minorés, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

2-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

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

✓ **Les moments aux appuis après correction :**

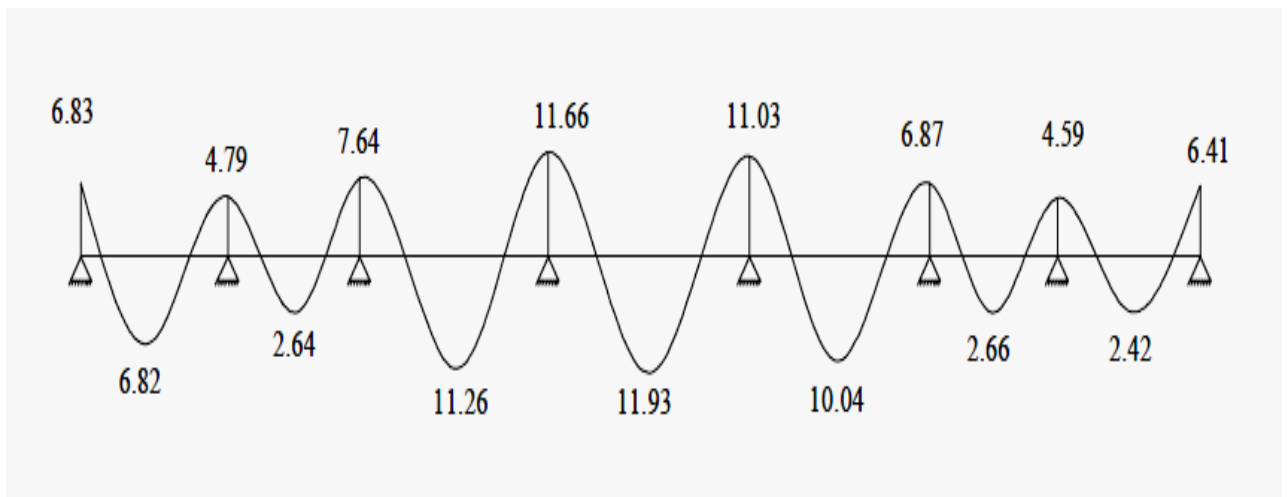
$$M_0= 6.83 \text{ Kn.m} \quad M_1= 4.79\text{Kn.m} \quad M_2= 7.64\text{Kn.m} \quad M_3= 11.66\text{kN.m} \quad M_4= 11.03\text{kN.m}$$

$$M_5= 6.87 \text{ kN.m} \quad M_6= 4.59\text{Kn.m} \quad M_7=6.41\text{Kn.m}$$

✓ **Les moments en travée après correction :**

$$M_{1-2}= 6.82 \text{ kN.m} \quad M_{2-3}= 2.64\text{kN.m} \quad M_{3-4}= 11.26\text{kN.m} \quad M_{4-5}= 11.93\text{kN.m}$$

$$M_{5-6}= 10.04\text{kN.m} \quad M_{6-7}= 2.66 \text{ kN.m} \quad M_{7-8}= 6.42\text{kN.m}$$



**Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant**

**III 2-4-4 Calcul des efforts tranchant :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront} \\ \text{pris} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur	$T_i(x=0)$ (kN)	$T_{i+1}(x=l_i)$
Travée 1-2	3.5	15.15	-16.31
Travée 2-3	3.15	15.05	-13.25
Travée 3-4	4.5	21.11	-19.33
Travée 4-5	4.8	21.44	-21.70
Travée 5-6	4.3	18.36	-20.28
Travée 6-7	3.05	12.96	-14.44
Travée 7-8	3.40	15.81	-14.75

Tableau III.1 Calcul des efforts tranchants

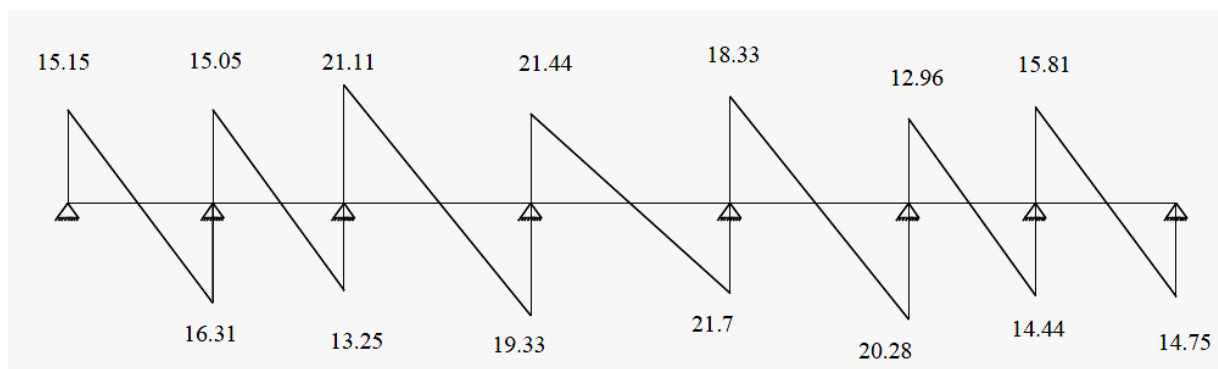
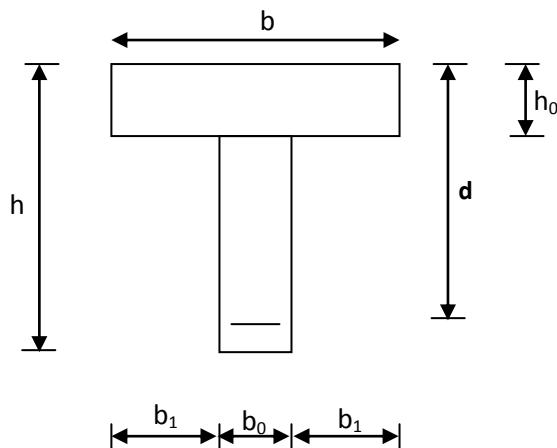


Figure III.6 diagramme des efforts tranchant

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



**Fig. III.7** Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression

$M_{t \max} = 11.93 \text{ kN.m}$  et  $M_{a \max} = 11.66 \text{ kN.m}$

❖ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

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

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

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

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

$c = 3 \text{ cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 17 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

❖ **moment résistant**

$M_0$ : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.17 - \frac{0.04}{2} \right) = 55.38 \text{ KN.m}$$

$M_f = 11.93 < M_0 = 55.38 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

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

## III 2-4-5 Calcul des armatures longitudinales :

## ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.93}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^2 \times 10} = 0.044 < 0.392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

## ➤ Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11.93}{0.978 \times 0.17 \times 348 \times 10^2 \times 10} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopt } A_{st} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

## ➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.66}{0.12 \times (0.17)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.236$$

$$\mu = 0.236 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.236 \rightarrow \beta = 0.863$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11.66 \times 10^2}{0.863 \times 0.17 \times 348 \times 10^5} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2.32 \text{ cm}^2 \quad 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2, \quad 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ chapeau}$$

## III 2.4.6 Vérifications à L'E.L.U:

## ➤ Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

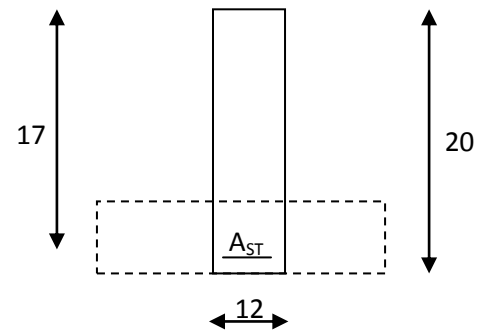
$$\text{Aux appuis : } A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.24 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.24 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

## ➤ 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.



➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 21.44 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21.44 \times 10^3}{120 \times 170} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{21.44 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 170 \times 20} = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.85 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 21.44 \times 10^3}{120 \times 153} = 2.33 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **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 :

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

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

$$\Sigma U_i = n \Phi \cdot \pi = 1 \times 14 \times 3.14 = 43.96 \text{ mm.}$$

n : nombre des barres.

Φ : diamètre des barres

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{21.44 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 43.96} = 3.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.1 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm} \quad \text{On prendra } L_s = 45 \text{ cm}$$

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 0,4.Ls pour les aciers H.A :  $L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{cm} \longrightarrow L_c = 20 \text{cm}$ .

**III 2-4-7 Calcul les armatures transversales :**

**Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_L^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{120}{10} ; \frac{200}{35} ; 10 \right\} = \min \left\{ 12 ; 5,71 ; 10 \right\} = 5,71 \text{mm}$$

h : hauteur de la poutrelle (h=20cm)

b<sub>0</sub>: Longueur de l'âme (b<sub>0</sub>=12cm)

Φ<sub>L</sub><sup>max</sup> : Diamètre maximal des armatures longitudinal (étrier).

**On prend :** Φ<sub>t</sub>=8mm

$$A_t = 2 \phi_8 = 1,01 \text{cm}^2$$

**Espacement des armatures :(Art. A.5.1.2/BAEL91)**

$$S_{t1} \leq \min \{0,9d; 40\text{cm}\} = \min \{5,3\text{cm}; 40\text{cm}\} = 5,3\text{cm}$$

**On prend:** S<sub>t1</sub>=15cm.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art. A.5.1.2.3 / BAEL91):

$$S_{t2} \leq \frac{A_x 0,9 \sigma_{fe}}{(\tau - 0,3 f_{t28}) b \cdot \gamma_s}$$

$$S_{t2} = \frac{1,0 \times 0,9 \times 235}{(1,19 - 0,3 \times 2,1) \times 12 \times 1,15} = 27,37 \text{cm}$$

$$\text{Soit: } S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2}) \implies S_t = \min (15 \text{cm} ; 27,37 \text{cm}) = 15 \text{cm}.$$

On opte pour : S<sub>t max</sub>=15cm.

**Conclusion :**

Nous adopterons **1** étrier en **HA8** chaque **15 cm**.

**III 2-4-8 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 :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.37}{8.989} = 0.70$$

Tel que :  $q_s = G + Q = 6.37 \text{ kN/ml}$ .

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 8.989 \text{ kN/ml}$$

**Les moments aux appuis :  $M_{as} = M_a \times 0.70$**

$$M_1 = 4.78 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 4.80 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées :  $M_{maxs} = M_{max} \times 0.70$**

N° travée	longueur	$M_{max}$ (kN.m)
1-2	3.5	4.77
2-3	3.15	1.848
3-4	4.5	7.88
4-5	4.8	8.351
5-6	4.3	4.8
6-7	3.05	1.862
7-8	3.40	4.49

Les efforts tranchants :

$$T_s = T \times 0.70$$

N° travée	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
1-2	10.60	-11.41
2-3	10.53	-9.27
3-4	14.77	-13.53
4-5	15.00	-15.19
5-6	12.85	-14.19
6-7	9.07	-10.10
7-8	11.06	-10.32

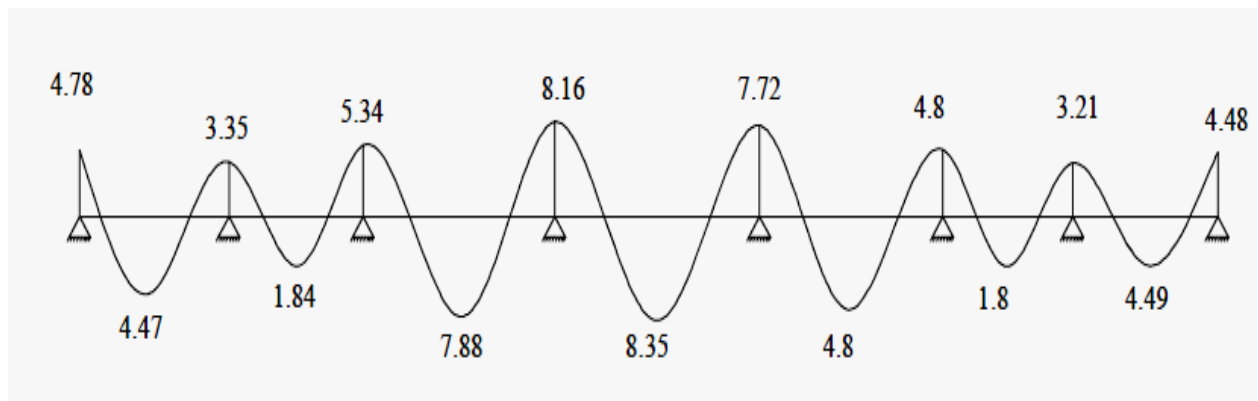


Figure III.8 Diagramme du moment fléchissant aux appuis et en travée

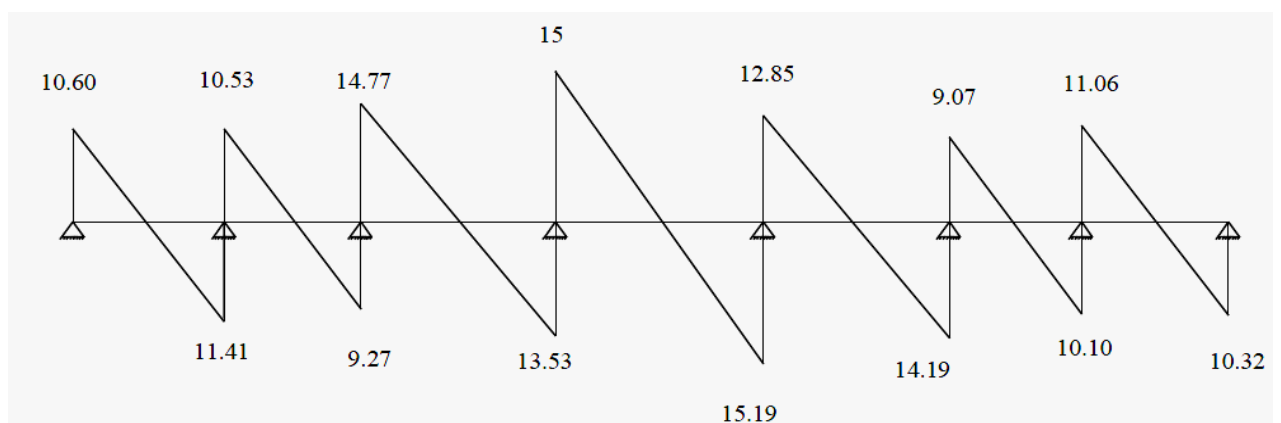


Figure III.9 figure des efforts tranchant

❖ **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).

❖ **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  $A_s = 3 \phi_{14} = 4.62\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \qquad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} \text{ (MPa)}$$

	$\rho$	$\beta_1$	K	$\sigma_s = \text{(MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	OBS
<b>En travée</b>	2.26	0.816	12.17	130.28	348	10.70	15	cv
<b>Aux appuis</b>	1.13	0.854	19.25	242.26	348	12.58	15	cv

Donc les armatures calculées à l’ELU sont suffisantes à l’ELS.

❖ **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 peu 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.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{st}}{M_0}$  avec **L** : longueur entre nus d’appuis est égale à 480 cm.
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  avec **A** : section des armatures tendues.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

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

$$f = \frac{M_i^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6\text{mm}$$

**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f c_{28}} = 10818,86\text{MPa}$$

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n = 15)

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + h_0(b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$Y_1$  : Position de l'axe neutre  $Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 4.62 \times 17}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4.62}$$

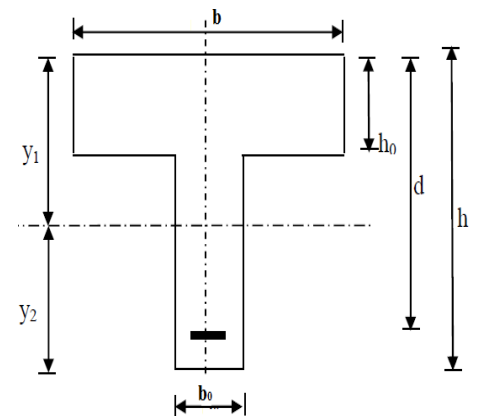
$$Y_1 = 7.65\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.65 = 12.35\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + h_0(b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12(7.65^3 + 12.35^3)}{3} + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.65 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4.62 \cdot (12.35 - 3)^2$$

$$I_0 = 39641.77\text{cm}^4$$



$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 17} = 0,022$$

$$\sigma_s = 141,642 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,022 \times 141,642 + 2,1} ; 0 \right] = \max [0,747; 0] = 0,747$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,022} = 0,84$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 39641,77}{1 + 0,747 \times 0,84} = 26917,25$$

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,351 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 10818,86 \times 10^4 \times 26917,25} = 6,60 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4950}{500} = 9,9 \text{ mm}$$

$$f = 6,60 \text{ mm} < \bar{f} = 9,9 \text{ mm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'État Limite ultime sont suffisantes.

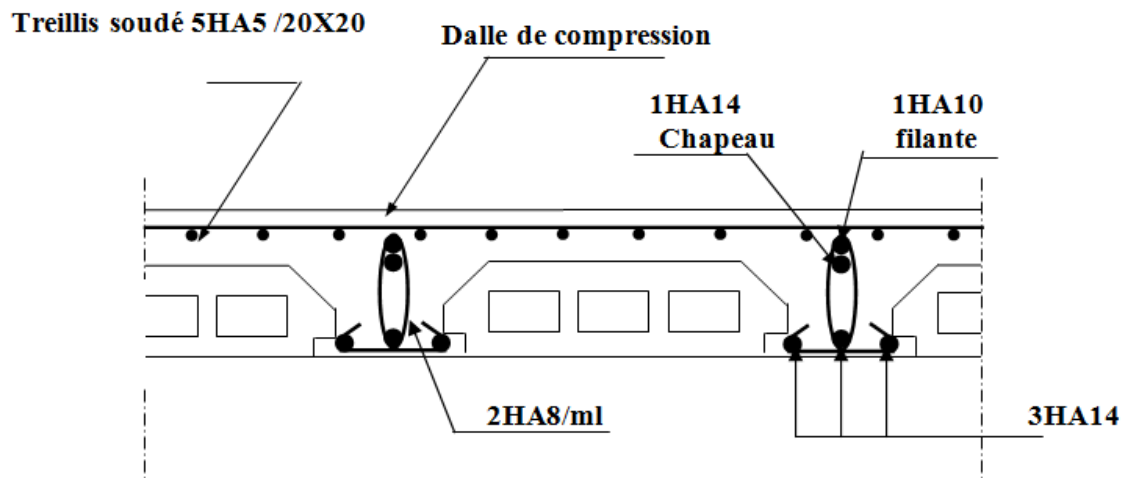


Fig.III.10 Schéma de ferrailage de plancher à usage commercial et d'étage courant



### III-3-Les escaliers

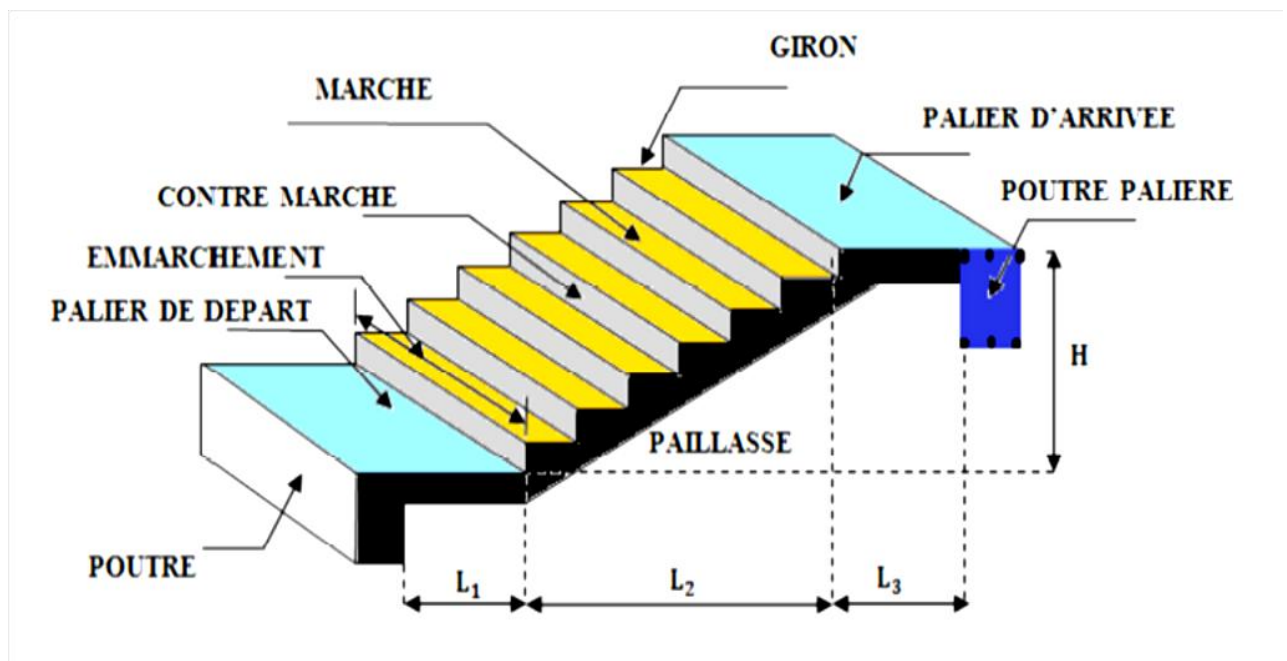
#### Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composé de 2 cas d'escaliers:

Escalier à 2volée.

Escalier à 3volée.



#### Notation utilisées :

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale arrondie.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

La hauteur de la marche « h » : est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron « g »: est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée séparant deux contres marches.

Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

**Type d'escaliers existants :****Premier type :**

Les escaliers à étage courant et service comportent deux volées et un palier de repos, et ceux du RDC et sous-sol comportent trois volets avec deux paliers de repos, dont deux volées 1 et 3 sont identique à ceux des autres étages courant.

**Deuxième type :**

Les escaliers à deux volées conçues spécialement pour passer du RDC au 1<sup>er</sup> niveau uniquement (service).

Pour les dimensions des marches(g) et des contremarches(h), on utilise la formule de BLONDEL qui est la suivante :

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

h : varie de 14 à 20cm.

g : varie de 22 à 33cm.

Nous adoptons : h=17cm et g=30cm.

**III-3-1-calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier :****Détermination du nombre de marches et contre marches :**

- Volée 1 et 3 : (H=1.53)

Les deux volées sont identiques aux volées des escaliers des autres étages courants, donc on adoptera le même dimensionnement et le même ferrailage que les volées des étages courants.

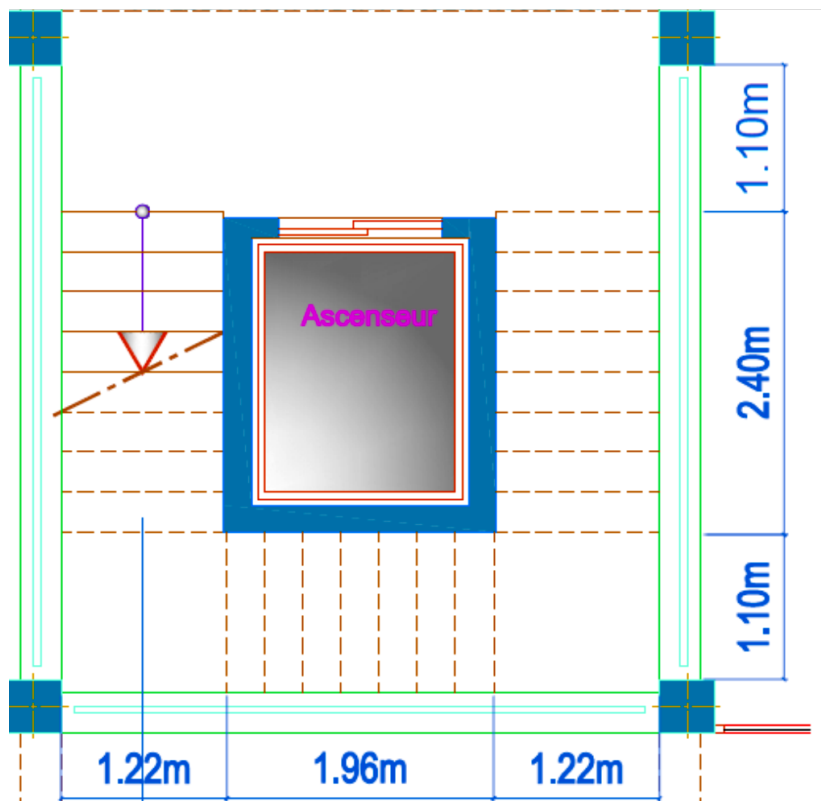
$$\text{Nombres de contres marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9.$$

Nombres de marches m=n-1=8.

- Volée 2 (intermédiaire) :(H=1.36)

$$\text{Nombres de contres marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8.$$

Nombres de marches m=n-1=7.

Coupe sur 1<sup>er</sup> type d'escalier (niveau RDC)

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

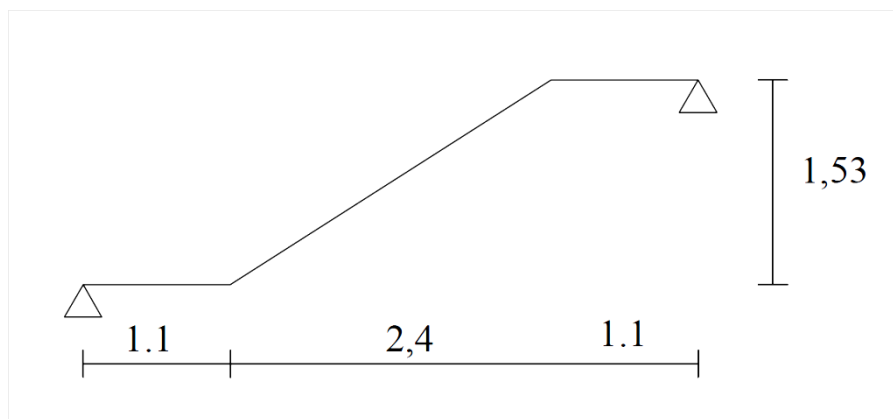


Schéma statique

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

- La pente de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32,5.$$

- Longueur de la pailleasse :

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.5} = 285 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de la pailleasse :

$$\Rightarrow \frac{285}{30} \leq ep \leq \frac{285}{20}$$

9.5cm ≤ ep ≤ 14.25cm ..... On prend : ep=15cm.

**III-3-1-1-Evaluation des charges :**

**1) charges permanentes :**

**La volée :**

Elément	Epaisseur (cm)	Poids (kN/ml)
Les marches	17	$\frac{25 \times 0.17 \times 1}{2} = 2.125$
Poids de la pailleasse	15	$\frac{25 \times 0.15 \times 1}{\cos 32.5} = 4.44$
carrelage	2	22 × 0.02 × 1 = 0.44
Mortier de pose	2	22 × 0.02 × 1 = 0.44
Couche de sable	2	18 × 0.02 × 1 = 0.36
		<b>G=7.8</b>

**Le palier :**

Elément	épaisseur	Poids (kN/ml)
Poids propre	15	25 × 0.15 × 1 = 3.75
carrelage	2	22 × 0.02 × 1 = 0.44
Mortier de pose	2	22 × 0.02 × 1 = 0.44
Couche de sable	2	18 × 0.02 × 1 = 0.36
		<b>G=5</b>

2) charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC, 2.2 est :

$$Q_v = Q_p = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

III-3-1-2-Ferraillage des escaliers :

- combinaison de charge :

$$\text{ELU} \Rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \Rightarrow q_s = G + Q.$$

	Qu (kN/ml) ELU	Qs (kN/ml) ELS
volée	14.28	10.3
palier	10.5	7.5

A) Etat limite ultime : ELU

Détermination des efforts internes :

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (10.5 \times 1.10 + 14.28 \times 2.40 + 10.5 \times 1.10) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57.37 \text{ kN.}$$

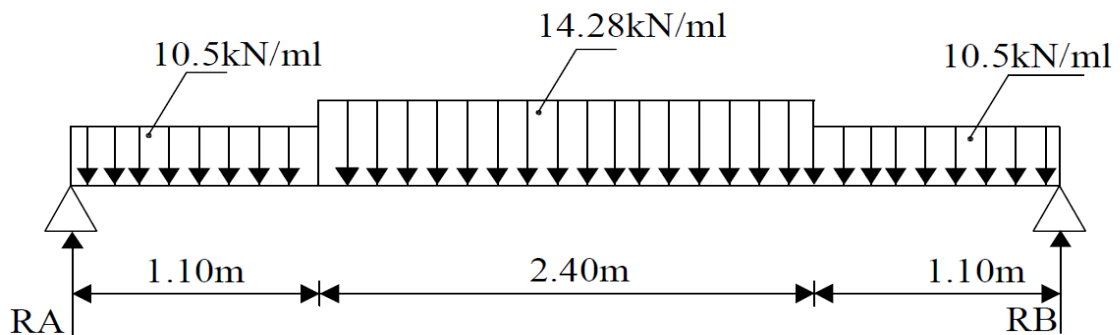
$$\Rightarrow R_A = 57.37 - R_B.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4.6 - 10.5 \times 1.1 \times 0.55 - 14.28 \times 2.4 \times 2.3 - 10.5 \times 1.1 \times 4.05 = 0.$$

$$R_B = 28.68 \text{ kN.}$$

$$R_A = 57.37 - 28.68 = 28.68 \text{ kN.}$$

Donc **RA=RB=28.68 kN.**



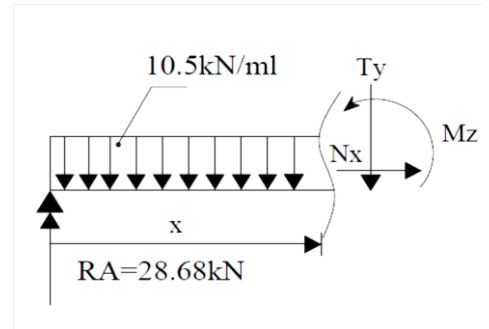
**Efforts tranchants:**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.10\text{m}$ .

$$T(x) = 28.68 - 10.5x.$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 28.68\text{kN}$ .

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $T(1.1) = 17.13\text{kN}$ .

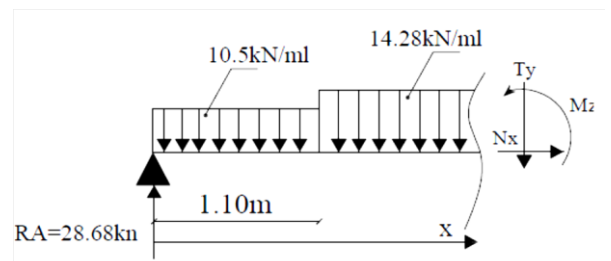


**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1.1 \leq X \leq 3.5\text{m}$ .

$$T = 28.68 - 10.5 \times 1.1 - 14.28(x - 1.1).$$

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $T(1.1) = 17.13\text{kN}$ .

Pour  $x=3.5$   $\longrightarrow$   $T(3.5) = -17.13\text{kN}$ .

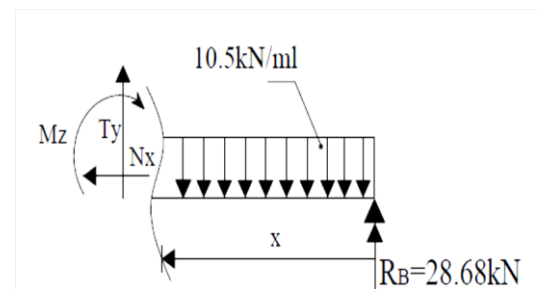


**3<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.1\text{m}$ .

$$T(x) = -28.68 + 10.5x.$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = -28.68\text{kN}$ .

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $T(1.1) = -17.13\text{kN}$ .



**Moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.10\text{m}$ .

$$M(x) = 28.68x - 10.5 \frac{x^2}{2}.$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0\text{kN.m}$

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $M(1.1) = 25.2\text{kN.m}$

**2ème tronçon :  $1.1 \leq X \leq 3.5m$ .**

$$M=28.68 x -10.5x1.1 \left(x - \frac{1.1}{2}\right) -14.28 \frac{(x-1.1)^2}{2}$$

Pour  $x=1.1$        $\longrightarrow$        $M(1.1)=25.2kN.m$

Pour  $x=3.5$        $\longrightarrow$        $M(3.5)=25.2kN.m$ .

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow 28.68 - 10.5x1.1 - 14.28x = 0$$

$\longrightarrow$        $x = 1.2m$ .

$$Mz \max= 28.68 \cdot 1.2 -10.5x1.1 \left(1.2 - \frac{1.1}{2}\right) -14.28 \frac{(1.2-1.1)^2}{2}$$

$Mz \max=26.83kN.m$ .....situé à mi-travée.

**3ème tronçon :  $0 \leq X \leq 1.1m$ .**

$$M(x) = 28.68 x -10.5 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$        $\longrightarrow$   $M(0) = 0kN.m$

Pour  $x=1.1$        $\longrightarrow$   $M(1.1) = 25.2kN.m$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis :  $-0.3M_{max}=-0.3x26.83=-8.05kN.m$ .

En travées :  $0.85M_{max}=0.85x26.83=22.8kN.m$ .

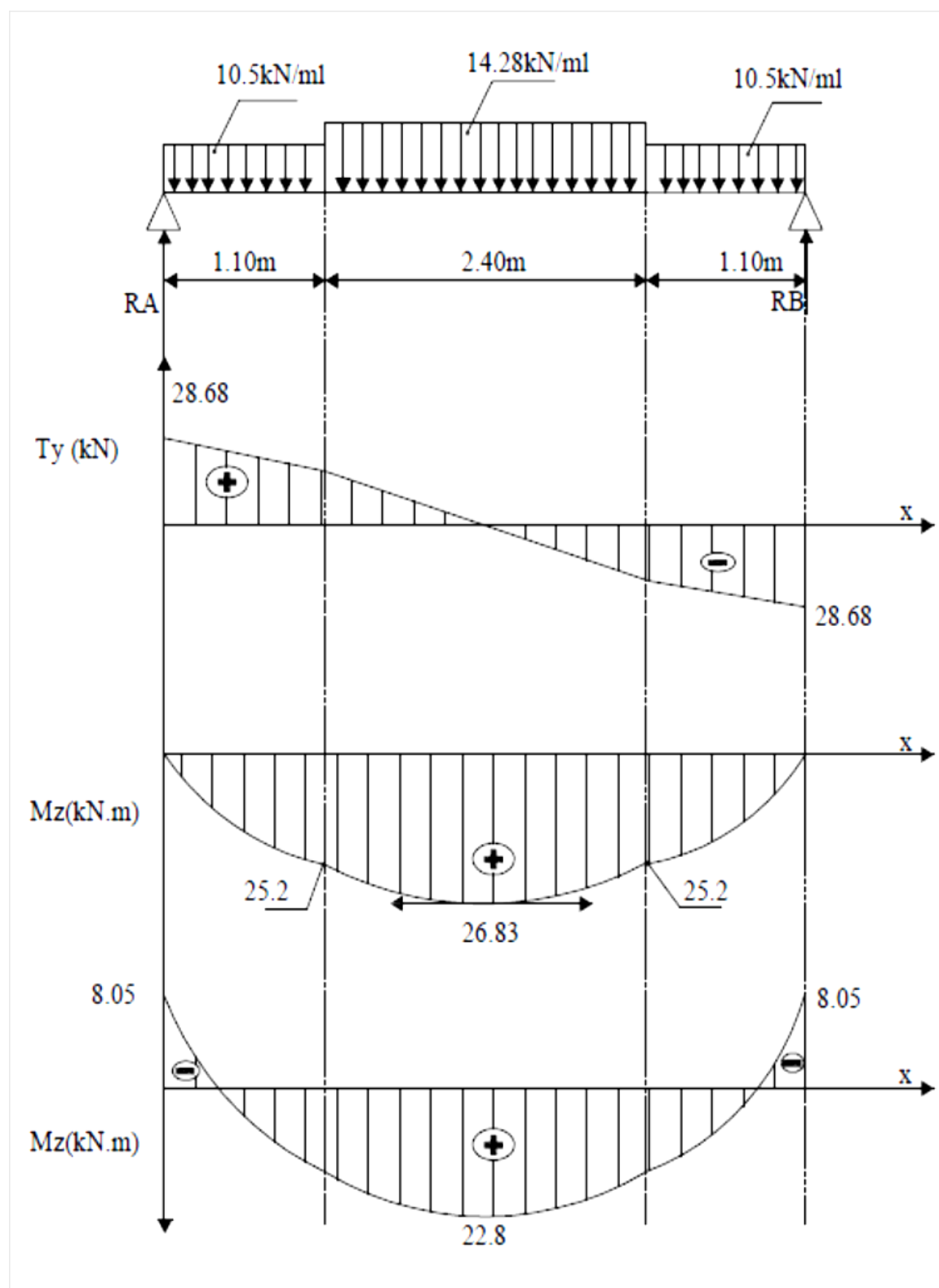


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.

**Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur.

**1- Aux appuis:**

Données :  $M_a = -8.05 \text{ KN.m}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ .

**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.033 \Rightarrow \beta = 0.983.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.05 \times 10^2}{0.983 \times 13 \times 34.8} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

**2 -En travée :**

Données :  $M_t = 26.83 \text{ KN.m}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ .

**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.8 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.095 < 0.392.$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.095 \Rightarrow \beta = 0.950$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.8 \times 10^2}{0.950 \times 13 \times 34.8} = 5.3 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.325 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

- **Vérification à l'ELU :**

**A-Espacement des armatures :**

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

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

$St=20cm < 33cm$ .....condition vérifiée.

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

$St=25cm < 45cm$ .....condition vérifiée.

**B- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23. b. d. ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23. b. d. ft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57cm^2.$$

Au appuis :  $A_{adopté} = 6HA12 = 6.78cm^2 > 1.57cm^2$  ... ..condition vérifiée.

En travées :  $A_{adopté} = 6HA12 = 6.78cm^2 > 1.57cm^2$  ... ..condition vérifiée.

**C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1/ BAE91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0d} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0.13fc_{28}; 5Mpa\}$$

Calcul de  $\overline{\tau_u}$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\overline{\tau_u}=3.25Mpa$ .

Calcul de  $V_{max}$  :

$$V_{max} = 28.68kN$$

$$\tau_u = \frac{28.68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22MPa.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, condition vérifiée.

**D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 /BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9xdx \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec :}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi s. ft_{28}; \text{avec } \Psi s = 1.5(\text{pour les aciers H. A}).$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa.$$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 188.4cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{28.68 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.3MPa.$$

donc :  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

pas de risque d'entraînement des barres.....(condition verifier).

**E- Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

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

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

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

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

**F- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 28.68 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 130} = 0.49 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_{max} < V_u.$$

$$V_u = \frac{0.4f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}; \text{ avec: } a = 0.9d = 0.9 \times 13 = 11.7 \text{ cm.}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.5} = 780 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**B) Etat limite de service : ELS****Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F=0 \Rightarrow RA + RB - (7.5 \times 1.10 + 10.3 \times 2.40 + 7.5 \times 1.10) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 41.22 \text{ kN.}$$

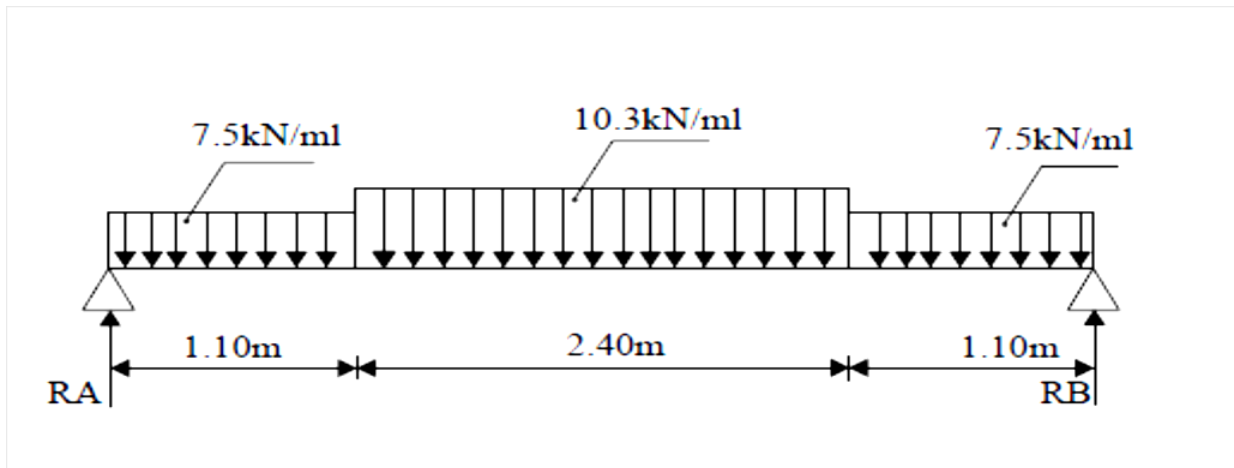
$$\Rightarrow RA = 41.22 - RB.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB \times 4.6 - 7.5 \times 1.1 \times 0.55 - 10.3 \times 2.4 \times 2.3 - 7.5 \times 1.1 \times 4.05 = 0.$$

$$RB = 20.61 \text{ kN.}$$

$$RA = 41.22 - 20.61 = 20.61 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{RA = RB = 20.61 \text{ kN.}}$$



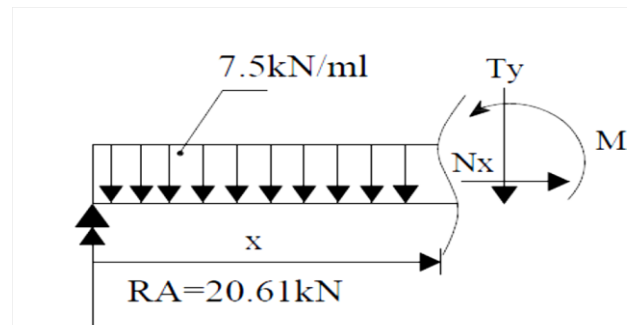
**Efforts tranchants:**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.10m$ .

$$T(x) = 20.61 - 7.5x.$$

Pour  $x=0 \longrightarrow T(0) = 20.61kN.$

Pour  $x=1.1 \longrightarrow T(1.1) = 12.36kN.$

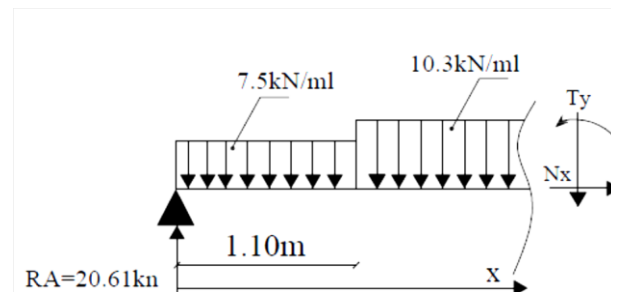


**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1.1 \leq X \leq 3.5m$ .

$$T = 20.61 - 7.5 \times 1.1 - 10.3(x - 1.1).$$

Pour  $x=1.1 \longrightarrow T(1.1) = 12.36kN.$

Pour  $x=3.5 \longrightarrow T(3.5) = -12.36kN.$

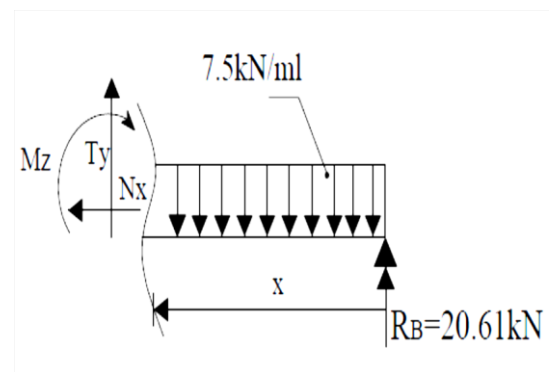


**3<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.1m$ .

$$T(x) = -20.61 + 7.5x.$$

Pour  $x=0 \longrightarrow T(0) = -20.61kN.$

Pour  $x=1.1 \longrightarrow T(1.1) = -12.36kN.$



**Moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.10\text{m}$ .

$$M(x) = 20.61 x - 7.5 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0\text{kN.m}$

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $M(1.1)=18.13\text{kN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1.1 \leq X \leq 3.5\text{m}$ .

$$M=20.61 x - 7.5 \times 1.1 \left(x - \frac{1.1}{2}\right) - 10.3 \frac{(x-1.1)^2}{2}$$

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $M(1.1)=18.13\text{kN.m}$

Pour  $x=3.5$   $\longrightarrow$   $M(3.5)=18.13\text{kN.m}$ .

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow 20.61 - 7.5 \times 1.1 - 10.3x = 0$$

$\longrightarrow$   $x = 1.2\text{m}$ .

$$M_z \max = 20.61 \times 1.2 - 7.5 \times 1.1 \left(1.2 - \frac{1.1}{2}\right) - 10.3 \frac{(1.2-1.1)^2}{2}$$

$M_{\max} = \mathbf{19.32\text{kN.m}}$ .....situé à mi-travée.

**3<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1.1\text{m}$ .

$$M(x) = 20.61 x - 7.5 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0\text{kN.m}$

Pour  $x=1.1$   $\longrightarrow$   $M(1.1)=18.13\text{kN.m}$

**On tenant compte des semis encastrement :**

Aux appuis :  $-0.3M_{\max} = -0.3 \times 19.32 = \mathbf{-5.79\text{kN.m}}$ .

En travées :  $0.85M_{\max} = 0.85 \times 19.32 = \mathbf{16.42\text{KN.m}}$ .

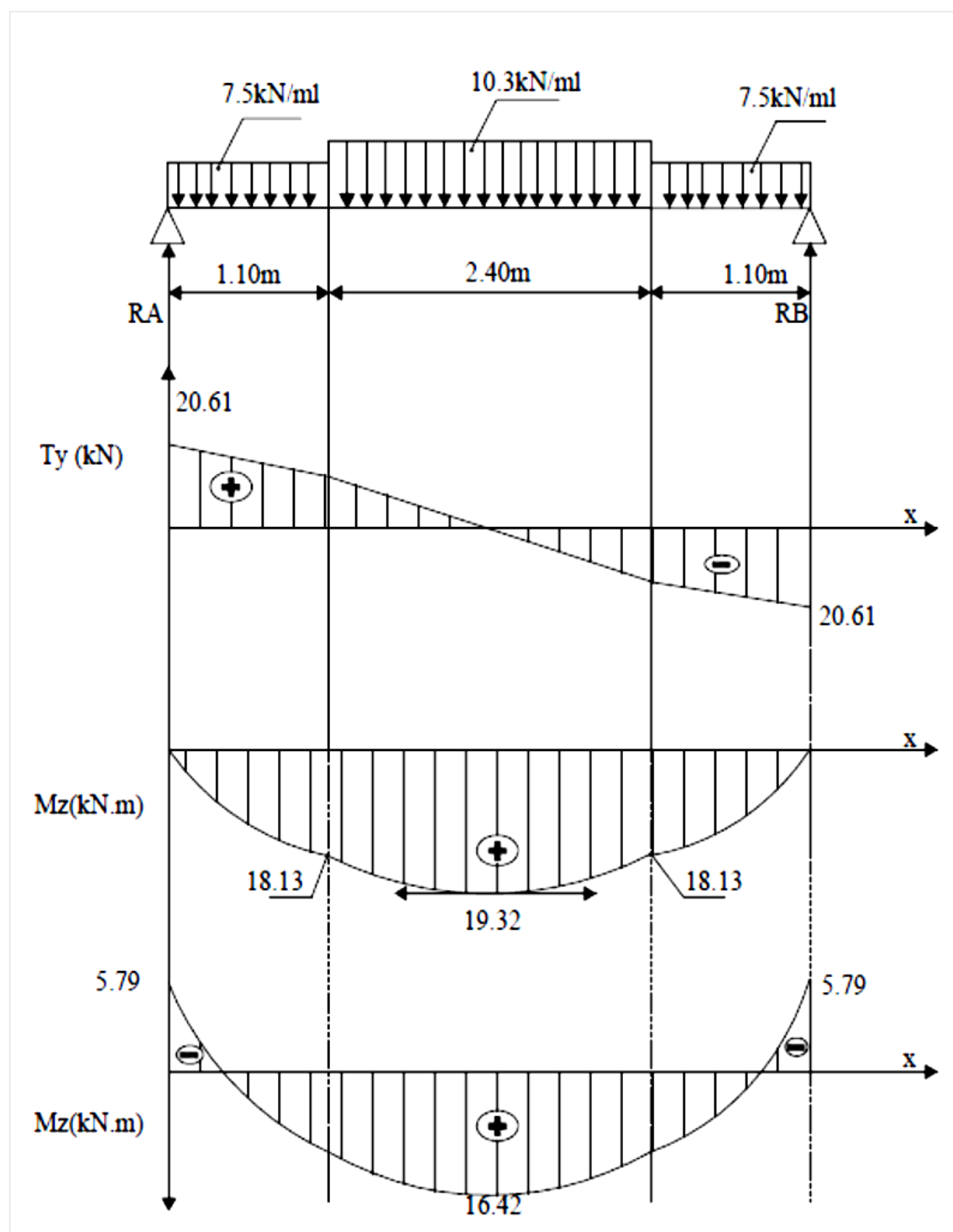


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS.

▪ **Vérification à l'ELS :**

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**B)-Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91):**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = 31.192 \text{ et } \beta_1 = 0.891$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16.42 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 209.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209.08}{31.192} = 6.7 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = 31.192 \text{ et } \beta_1 = 0.891$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.79 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 73.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73.72}{31.192} = 2.36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

**C)-Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Vérification :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.6} = 0.032 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E_v I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$$\overline{f} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm.}$$

$$q^{max} = \max(10.3 ; 7.5) = 10.3 \text{ kN/ml}$$

$E_v$ : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$I$ : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

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

$$S_{xx}: \text{Moment statique; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + c \cdot d$$

$B_0$ : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$ .

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.78} = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm.}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 (7.15 - 2)^2$$

$$I = 31006.1 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.3 \times (3.5)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 31006.1 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0.0059 \text{ cm} < 0.7 \text{ cm} = \overline{f}$$

III-3-2) calcul du 2ème type d'escalier :

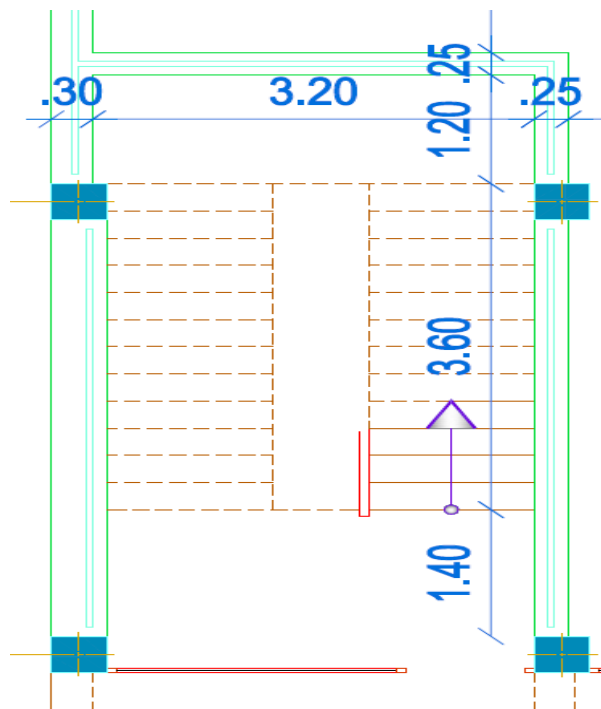
Détermination du nombre de marches et contre marches :

Nombres de contres marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26$ .

Avec : H= 4,42m (hauteur du RDC).

Chaque volée contiendra 13 contre marches. (Volée 1= volée 2)

Nombres de marches pour chaque volée :  $m = n - 1 = 12$ .



Coupe sur 2ème type d'escalier (niveau service).

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

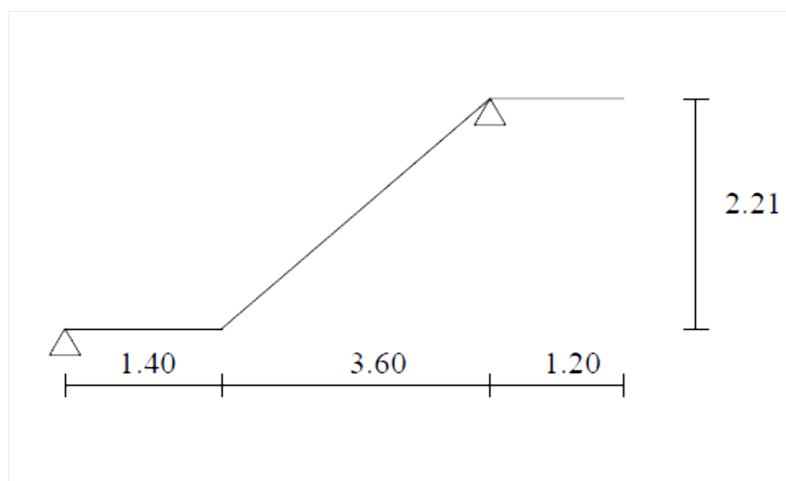


Schéma statique

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

- La pente de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{221}{360} = 0.613 \Rightarrow \alpha = 31,5.$$

- Longueur de la paillasse :

$$L = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{360}{\cos 31.5} = 442\text{cm}$$

- L'épaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{442}{30} \leq ep \leq \frac{442}{20}.$$

14.73cm ≤ ep ≤ 20.1cm ..... On prend : ep=15cm.

**III-3-2-1) Ferrailage des escaliers :**

- combinaison de charge :

Charge du mur : 2.2x (H-ep) x1m = 2.2x (4.42-0.15)=9.39kN.

ELU ⇒ qu=1.35G+1.5Q

ELS ⇒ qs=G+Q.

Q(kN/ml)	ELU	ELS
volée	14.28	10.3
palier	10.5	7.5
Mur	12.67kN	9.39kN

**A) Etat limite ultime : ELU**

- Détermination des efforts internes :

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F=0 \Rightarrow RA + RB - (10.5 \times 1.40 + 14.28 \times 3.60 + 10.5 \times 1.20 + 12.67) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 91.39 \text{ kN.}$$

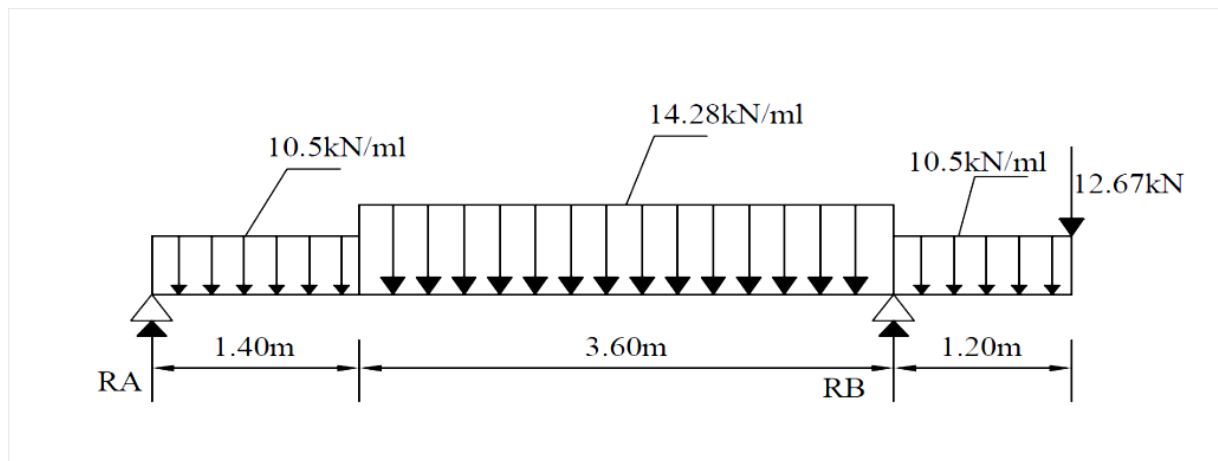
$$\Rightarrow RA = 91.4 - RB.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB \times 5 - 10.5 \times 1.4 \times 0.7 - 14.28 \times 3.6 \times 3.2 - 10.5 \times 1.2 \times 5.6 - 12.67 \times 6.2 = 0.$$

$$RB = 64.4 \text{ KN.}$$

$$RA = 91.4 - 64.8 = 26.6 \text{ kN.}$$

Donc **RA=26.6 kN.**

**Efforts tranchants:****1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.4\text{m}$ .Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 26.6 \text{ kN}$ .Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $T(1.4) = 11.9 \text{ kN}$ .**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4 \leq X \leq 5\text{m}$ .Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $T(1.4) = 11.9 \text{ kN}$ .Pour  $x=5$   $\longrightarrow$   $T(5) = -39.5 \text{ kN}$ .**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.2\text{m}$ .Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 12.67 \text{ kN}$ .Pour  $x=1.2$   $\longrightarrow$   $T(1.2) = 25.3 \text{ kN}$ .**Moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.4\text{m}$ .Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$ Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $M(1.4) = 26.95 \text{ kN.m}$ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4 \leq X \leq 5\text{m}$ .Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $M(1.4) = 26.95 \text{ kN.m}$ Pour  $x=5$   $\longrightarrow$   $M(5) = -22.74 \text{ kN.m}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow 26.6 - 10.5x - 14.28(x - 1.4) = 0$$

$$\longrightarrow x = 2.23m.$$

$$Mz \text{ max} = 26.6 \times 2.23 - 10.5 \times 1.4 \left(2.23 - \frac{1.4}{2}\right) - 14.28 \frac{(2.23 - 1.4)^2}{2}$$

$Mz \text{ max} = 31.9 \text{ kN.m}$ .....situé à mi-travée.

**3ème tronçon :  $0 \leq X \leq 1.2m$ .**

Pour  $x=0$   $\longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=1.2$   $\longrightarrow M(1.2) = -22.74 \text{ kN.m}$

**Remarque :**

Aux appuis :

Appui A :  $-0.3M_{\text{max}} = -0.3 \times 31.9 = -9.57 \text{ kN.m}$ .

Appui B :  $-22.74 \text{ kN.m}$

En travées :  $0.85M_{\text{max}} = 0.85 \times 31.9 = 27.11 \text{ kN.m}$ .

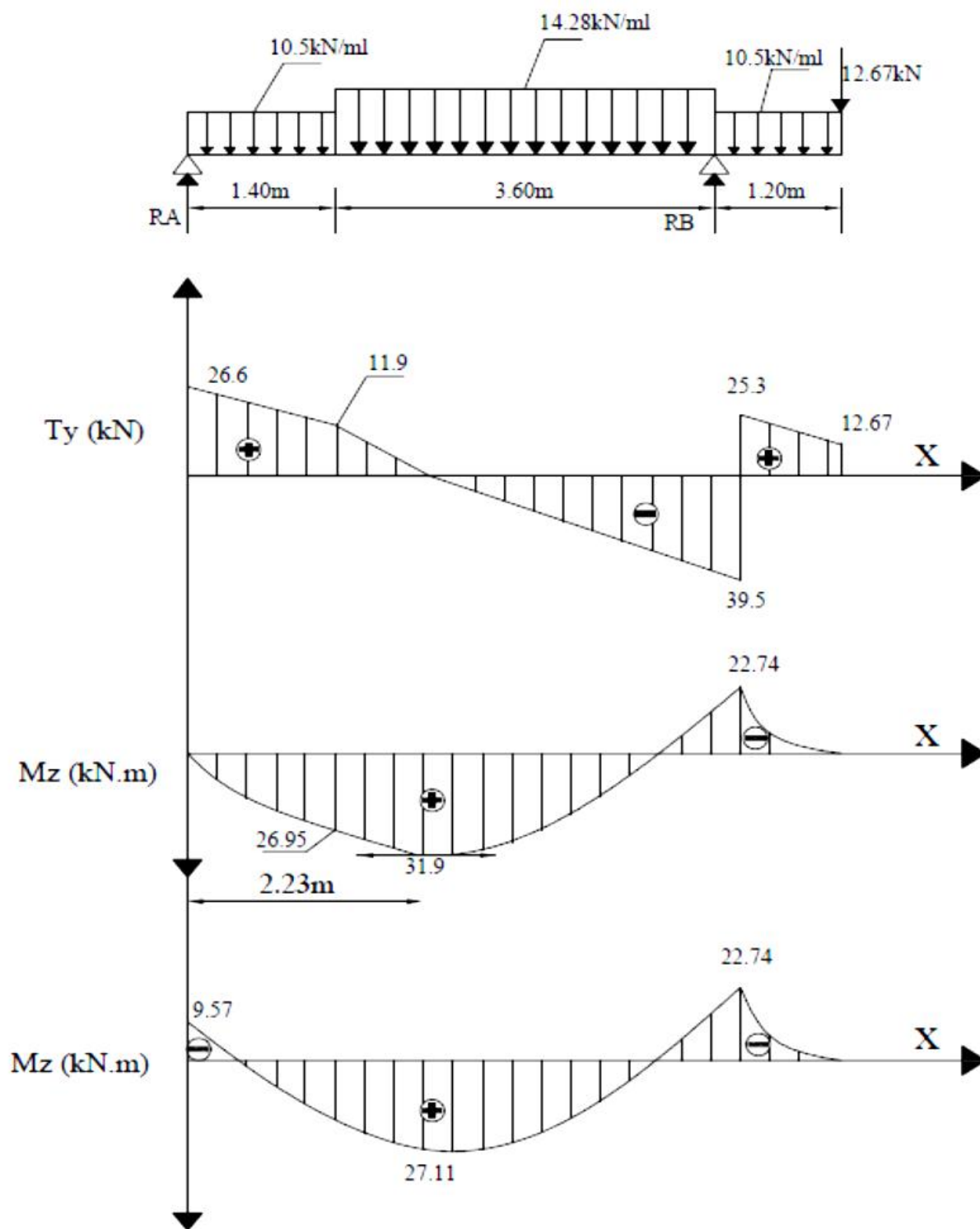


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.

▪ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur

**1- Aux appuis:** Données :  $M_a = -22.74 \text{ kN.m}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ .

**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.094 \Rightarrow \beta = 0.951.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.74 \times 10^2}{0.951 \times 13 \times 34.8} = 5.28 \text{ cm}^2.$$

Soit 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**2 -En travée :** Données :  $M_t = 27.11 \text{ kN.m}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ .

**a- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392.$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{27.11 \times 10^2}{0.954 \times 13 \times 34.8} = 6.28 \text{ cm}^2.$$

Soit 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$ .

▪ **Vérification à l'ELU :**

**A-Espacement des armatures :**

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

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

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

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

$St=25\text{cm} < 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

**B- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2.$$

Au appuis :  $A_{adopté} = 6HA12 = 6.78 \text{cm}^2 > 1.57 \text{cm}^2$  ... ..condition vérifiée.

En travées :  $A_{adopté} = 6HA12 = 6.78 \text{cm}^2 > 1.57 \text{cm}^2$  ... ..condition vérifiée.

**C- Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1/BAE91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{Mpa}\}$$

Calcul de  $\overline{\tau_u}$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\overline{\tau_u} = 3.25 \text{Mpa}$ .

Calcul de  $V_{max}$  :

$$V_{max} = 39.5 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{39.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, condition vérifiée.

**D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 /BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec :}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi s \cdot f_{t28}; \text{ avec } \Psi s = 1.5 (\text{pour les aciers H.A}).$$

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

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 188.4 \text{cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{39.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.8 \text{MPa}.$$

donc:  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

pas de risque d'entraînement des barres.....(condition verifier).

**E- Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

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

$$L_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

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

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

**F- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 39.5 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 130} = 0.67 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_{max} < V_u$$

$$V_u = \frac{0.4f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}; \text{ avec: } a = 0.9d = 0.9 \times 13 = 11.7 \text{ cm.}$$

$$T_{max} = 39.5 < V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.5} = 780 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Etat limite de service : ELS**

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F=0 \Rightarrow RA + RB - (7.5 \times 1.40 + 10.3 \times 3.60 + 7.5 \times 1.20 + 9.39) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 66 \text{ kN.}$$

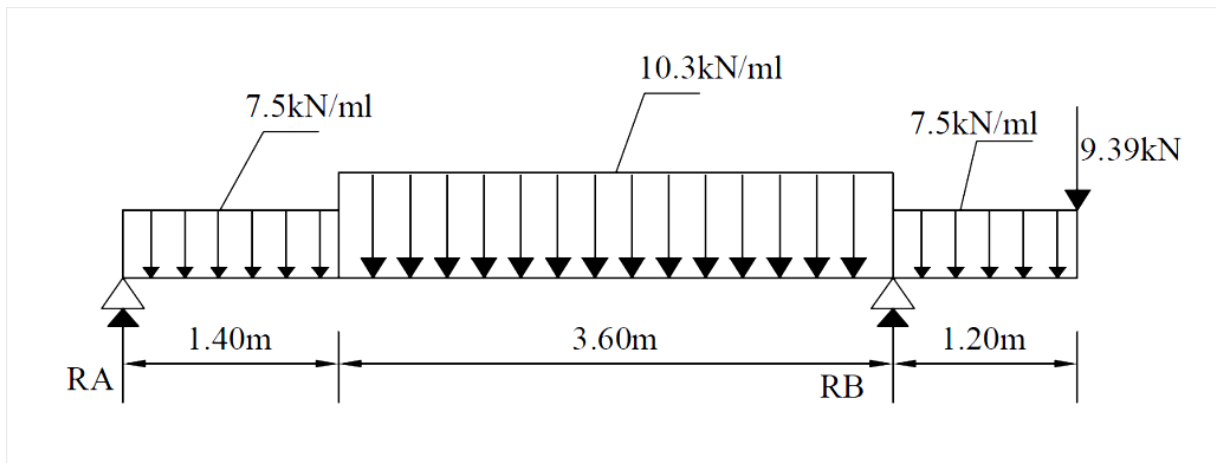
$$\Rightarrow RA = 66 - RB.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB \times 5 - 7.5 \times 1.4 \times 0.7 - 10.3 \times 3.6 \times 3.2 - 7.5 \times 1.2 \times 5.6 - 9.39 \times 6.2 = 0.$$

**RB = 46.92 kN.**

$$RA = 66 - 46.92 = 19.08 \text{ kN.}$$

Donc **RA = 19.08 kN.**

**Efforts tranchants:****1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.4\text{m}$ .

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 19.08 \text{ kN}$ .

Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $T(1.4) = 8.58 \text{ kN}$ .

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4 \leq X \leq 5\text{m}$ .

Pour  $x = 1.4$   $\longrightarrow$   $T(1.4) = 8.58 \text{ kN}$ .

Pour  $x = 5$   $\longrightarrow$   $T(5) = -28.5 \text{ kN}$ .

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.2\text{m}$ .

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 9.39 \text{ kN}$ .

Pour  $x=1.2$   $\longrightarrow$   $T(1.2) = 18.36 \text{ kN}$ .

**Moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$ .

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $M(1.4) = 19.36 \text{ kN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4 \leq X \leq 5\text{m}$ .

Pour  $x=1.4$   $\longrightarrow$   $M(1.4) = 19.36 \text{ kN.m}$

Pour  $x=5$   $\longrightarrow$   $M(5) = -16.5 \text{ kN.m}$ .

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow 19.08 - 7.5 \times 1.4 - 10.3(x - 1.4) = 0$$

$\longrightarrow$   $x = 2.23 \text{ m}$ .

$$M_z \max = 19.08 \times 2.23 - 7.5 \times 1.4 \left(2.23 - \frac{1.4}{2}\right) - 7.5 \frac{(2.23 - 1.4)^2}{2}$$

$M_z \max = 23.9 \text{ kN.m}$  .....situé à mi-travée.

**3ème tronçon :  $0 \leq X \leq 1.2 \text{ m}$ .**

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=1.2$   $\longrightarrow$   $M(1.2) = -16.5 \text{ kN.m}$

**Remarque :**

Appui A :  $-0.3M_{\max} = -0.3 \times 23.9 = -7.17 \text{ kN.m}$ .

Appui B :  **$-16.5 \text{ kN.m}$**

En travées :  $0.85M_{\max} = 0.85 \times 23.9 = 20.31 \text{ kN.m}$ .

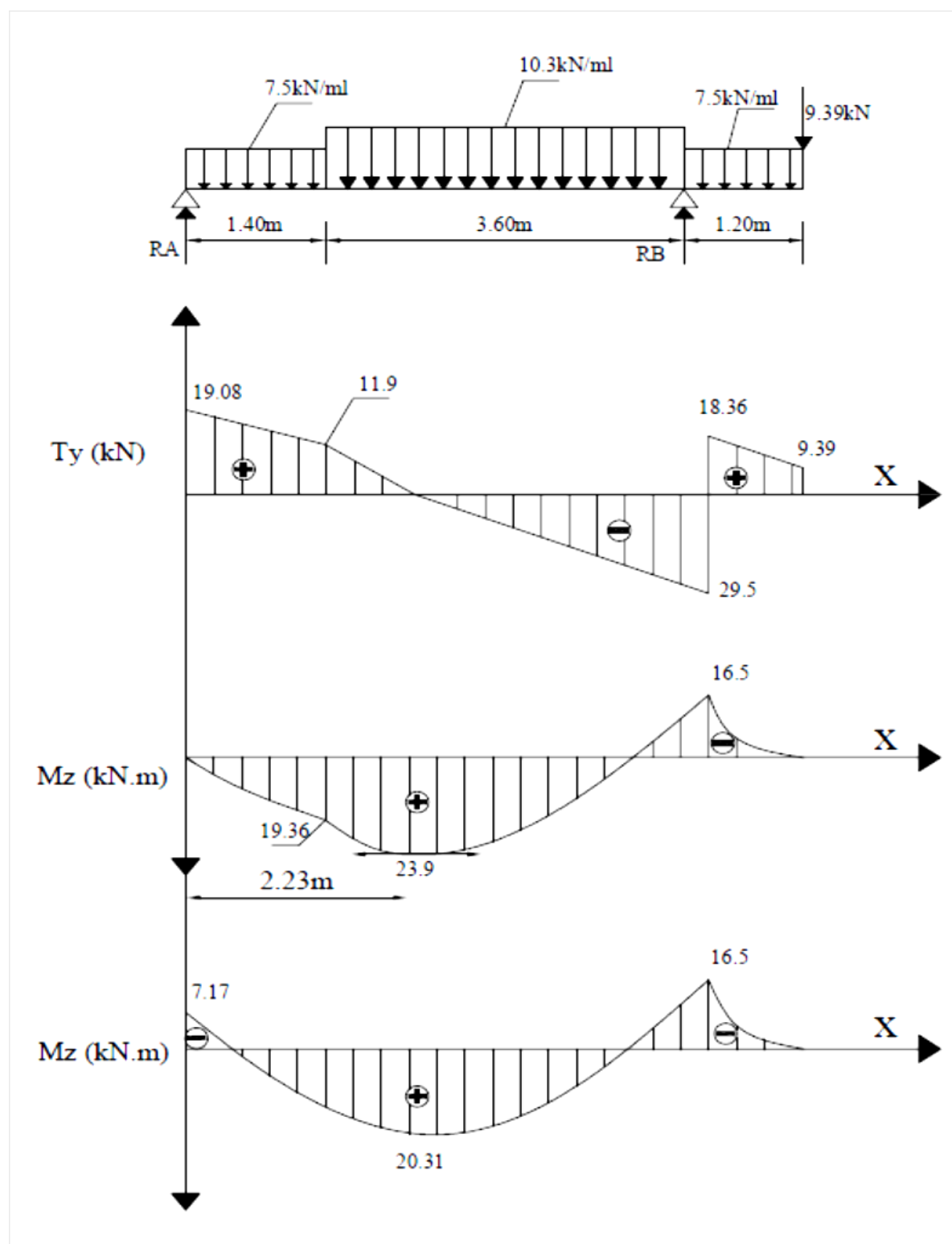


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS.

▪ **Vérification à l'ELS :**

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**B)-Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91):**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = 31.192 \text{ et } \beta_1 = 0.891$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{20.31 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 258.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{258.61}{31.192} = 8.29 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = 31.192 \text{ et } \beta_1 = 0.891$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{16.5 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 210.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{210.1}{31.192} = 6.73 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

C)-Etat limite de déformation :(BAEL91/ARTB.6.5.2) :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Vérification :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{5} = 0.03 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E_v I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

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

$$q^{max} = \max(10.3 ; 7.5) = 10.3 \text{ kN/ml}$$

$E_v$ : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$I$ : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

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

$$S_{xx}: \text{Moment statique; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + c \cdot d$$

$B_0$ : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$ .

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.78} = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm.}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 (7.15 - 2)^2$$

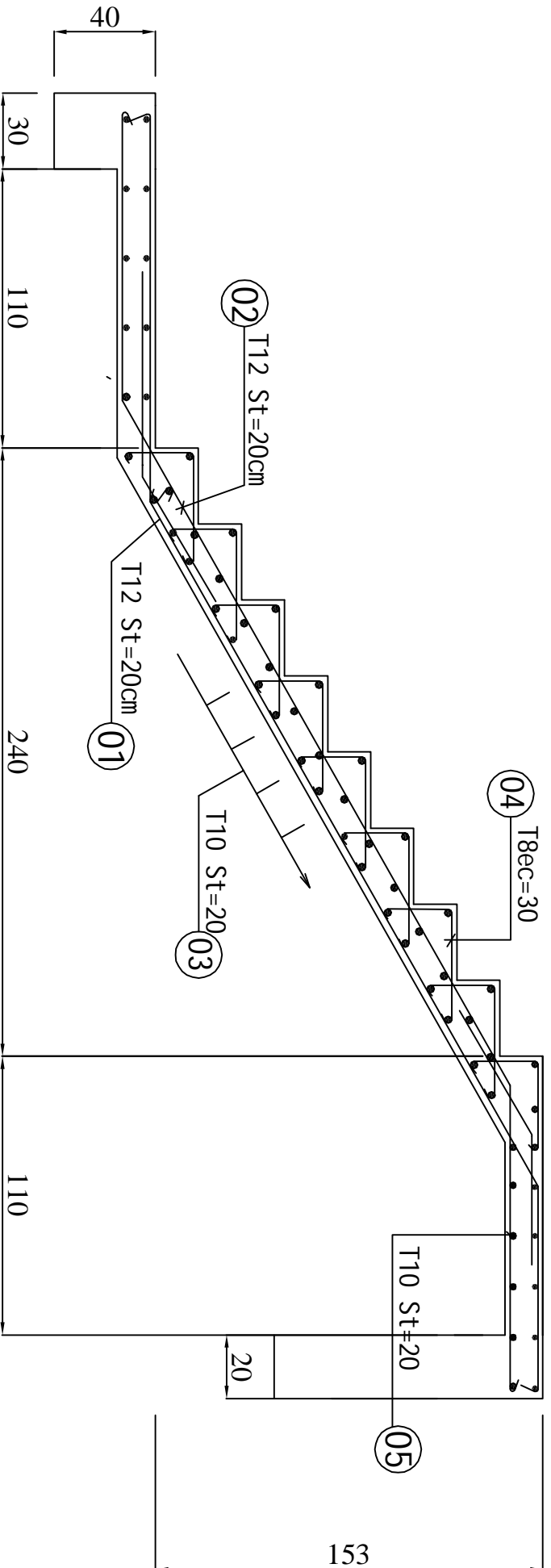
$$I = 31006.1 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.3 \times (5)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 31006.1 \times 10^{-8}}$$

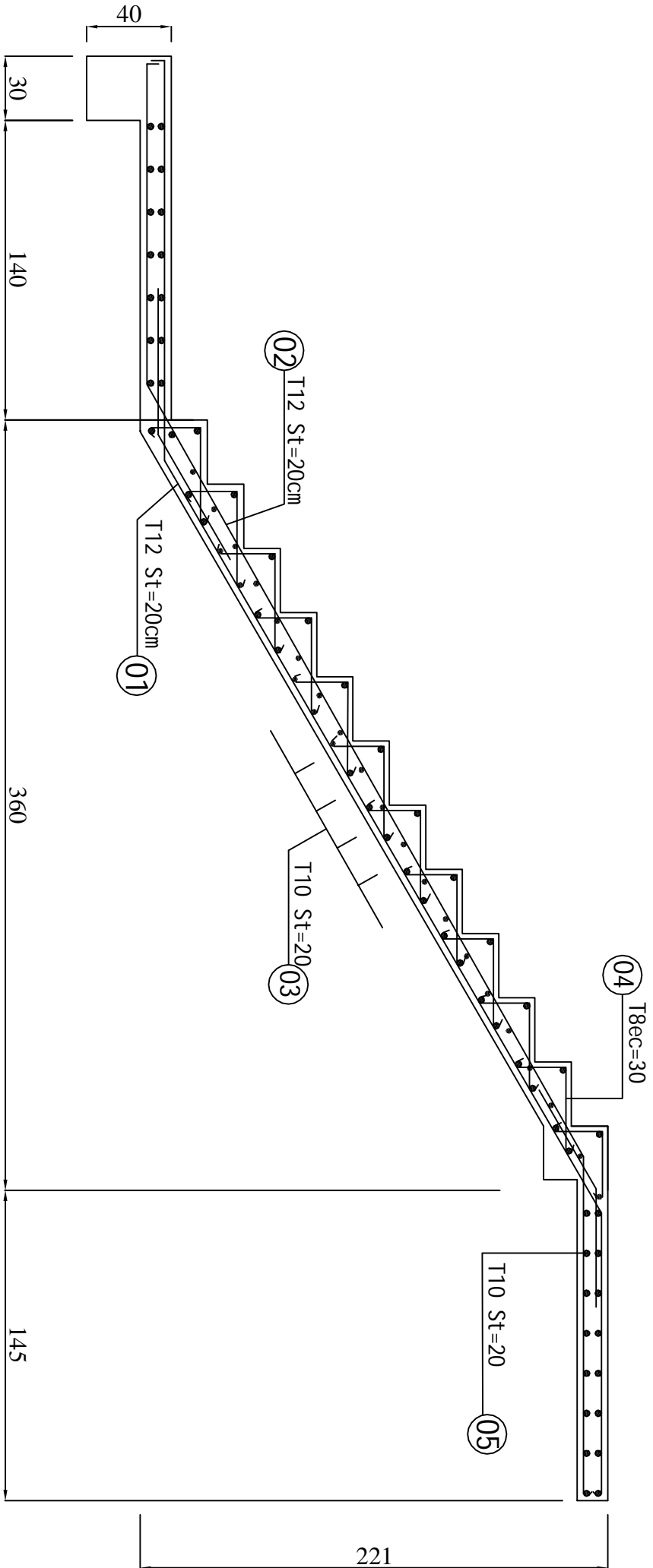
$$f = 0.02 \text{ cm} < \overline{f} = 1 \text{ cm}$$







UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage d'escalier	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		Premier type	
		Echelle 2015	



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage d'escalier	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		2ème type	
		Echelle 2015	

**III-4-Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.10 m (entre nu d'appuis).

**III-4-1 Pré dimensionnement :**

$$\diamond \text{ Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$h_t$  : La hauteur de la poutre.

$L=3.10\text{m}$  : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.26\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}.$$

Donc : on prend  $h_t = 30\text{cm}$ .

$$\diamond \text{ Largeur de la poutre } b :$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Donc : on prend  $b = 25\text{cm}$ .

$$\diamond \text{ Vérification de l' RPA 99 Version 2003 :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4. \end{array} \right. \quad \text{On a:} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} > 30\text{cm}. \\ b = 25\text{cm} > 20\text{cm}. \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4. \end{array} \right.$$

La poutre aura pour dimensions:  $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$ .

**III 4-2) Détermination des sollicitations de calcul :**

Son poids propre :  $G = \rho \cdot v = 25 \times (0.25 \times 0.30) = 1.875 \text{ kN/ml}$ .

Réaction de la poutre palière a (ELU) :  $T_u = 64.4 \text{ kN}$ .

Réaction de la poutre palière a (ELS) :  $T_s = 46.92 \text{ kN}$ .

$$\diamond \text{ Combinaisons de charges:}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 1.875 + 64.4 = 66.93 \text{ kN/ml}.$$

$$\Rightarrow q_u = 66.93 \text{ kN/ml}.$$

ELS :

$$q_s = G + T_s = 1.875 + 46.92 = 48.8 \text{ kN/ml}.$$

$$\Rightarrow q_s = 48.8 \text{ kN/ml}.$$

## 4-3 Calcul à l'ELU :

## 4-3-1 Calcul des efforts inters:

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

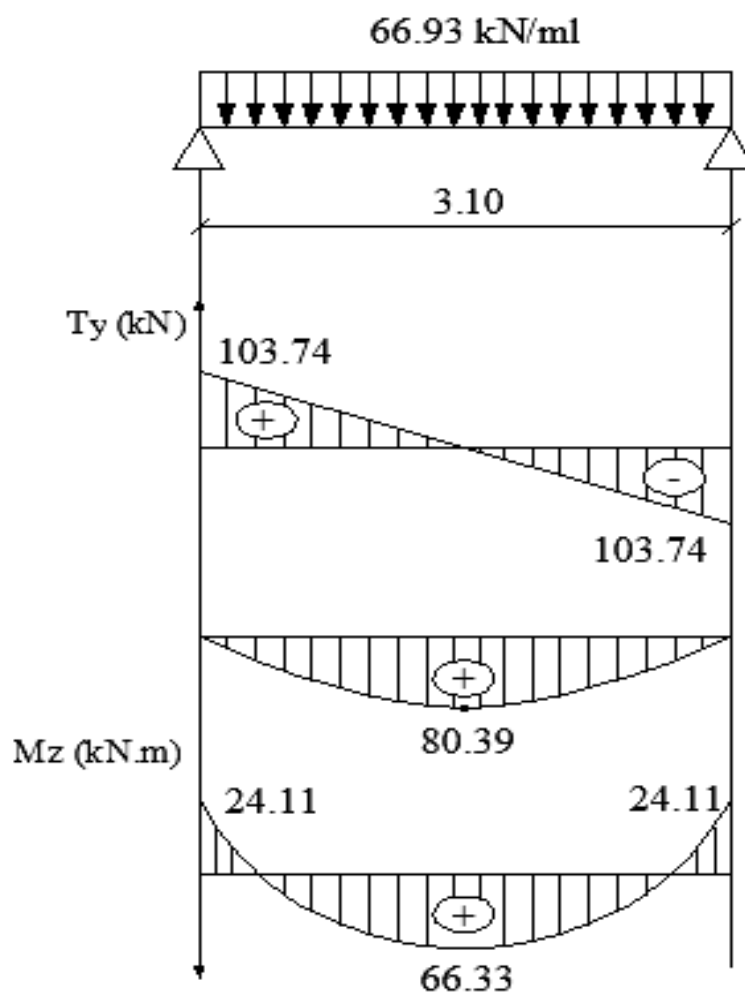
$$\text{❖ Moment isostatique : } M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{66.93(3.10)^2}{8} = 80.39 \text{ kN. m}$$

$$\text{❖ Effort tranchant : } T_u = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{66.93 \times 3.10}{2} = 103.74 \text{ kN.}$$

Correction des moments :

$$\text{❖ Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_u = -24.11 \text{ kN. m.}$$

$$\text{❖ Moment en travée : } M_t = 0.85M_u = 66.33 \text{ kN. m.}$$



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

**III 4-3-2) ferrailage :**❖ **Armatures longitudinales :****Aux appuis :**

$$M_a = -24.11 \text{ kN.m} \quad b=25\text{cm}, d=27.5\text{cm}, c=2.5\text{cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{24.11 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.090 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.090 \Rightarrow \beta = 0.953.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{24.11 \times 10^3}{0.953 \times 27.5 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

Soit 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>.

**En travée :**

$$M_t = 66.33 \text{ kN.m} \quad b=25\text{cm}, d=27.5\text{cm}, c=2.5\text{cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{66.33 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.248 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.248 \Rightarrow \beta = 0.855.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{66.33 \times 10^3}{0.855 \times 27.5 \times 348} = 8.10 \text{ cm}^2.$$

Soit 2x3HA14= 9.24 cm<sup>2</sup>.

❖ **Armatures transversales :****Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right\}\right) \Leftrightarrow \phi_t \leq \min\left(\left\{\frac{300}{35} = 8.57; \frac{250}{10} = 25; \phi_t = 12\right\}\right)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{Nous prenons HA8.}$$

**Espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 27.5; 40\text{cm}) = \min(24.75; 40\text{cm}) = 24.75 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

Le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

**1) Sur appuis :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = \min(7.5; 9.6; 30\text{cm}) \Leftrightarrow \text{soit: } S_t = 7\text{cm}.$$

**2) En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm.} \quad \Leftrightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

**III 4-3-3) Vérification à l'ELU :****a)-Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :  $A_{adoptée} = A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

En travées :  $A_{adoptée} = A_t = 9.24 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

**b)-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec :}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}; \text{ avec } \Psi_s = 1.5 (\text{pour les aciers H.A}).$$

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

Calcul de  $\tau_{se}$  :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{103.74 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 263.76} = 1.58 \text{ MPa}.$$

$$\text{donc: } \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}.$$

pas de risque d'entraînement des barres.....(condition vérifiée).

**c)- Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 50 \text{ cm}.$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

**c)-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton:**

$$T_{max} \leq V_u.$$

$$V_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}; \text{ avec: } a = 0.9d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 275 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 412.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_u = \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 103.2 + \frac{66.33}{0.9 \times 27.5} \right) = 0.198 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.104 \text{ cm}^2.$$

⇒ *condition vérifiée.*

**d)- Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\}$$

Calcul de  $\overline{\tau_u}$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ Mpa}$ .

$$T_u = 103.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{103.74 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.50 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  ..... condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement. Soit  $St = 15 \text{ cm}$ .

**III-4-4 Calcul à l'ELS :**

$$\Rightarrow q_s = 48.8 \text{ KN/ml.}$$

**III-4-4-1 Calcul des efforts internes:**

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

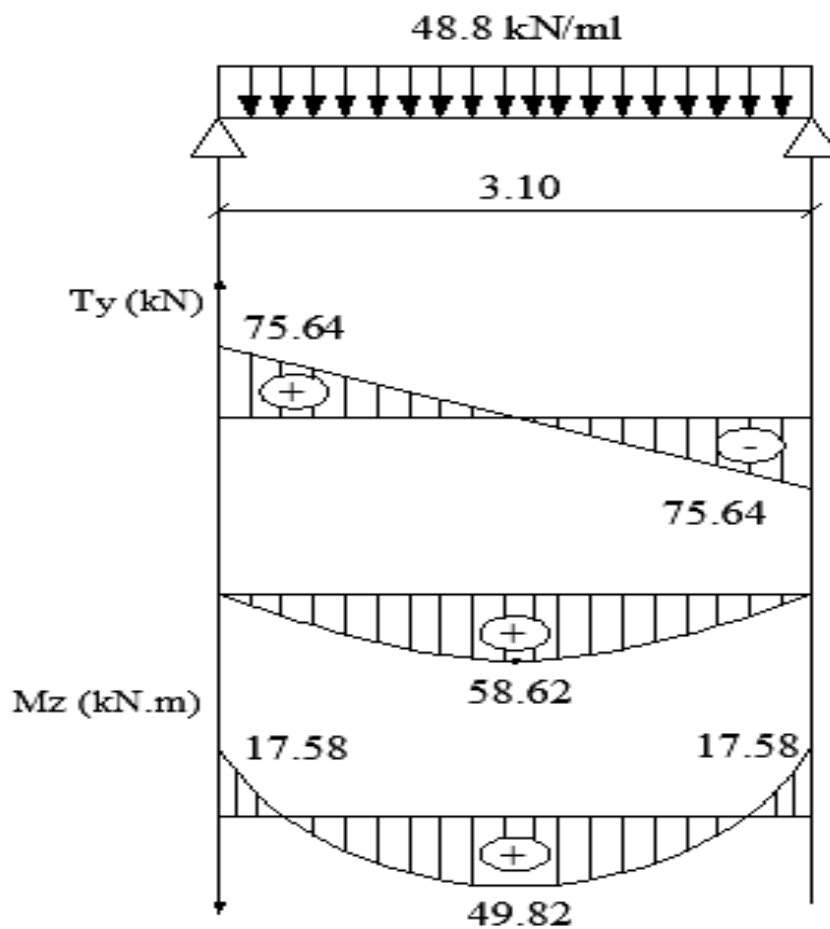
$$\diamond \text{ Moment isostatique : } M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{48.8(3.10)^2}{8} = 58.62 \text{ kN.m}$$

$$\diamond \text{ Effort tranchant : } T_s = RA = RB = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{48.8 \times 3.10}{2} = 75.64 \text{ kN.}$$

Correction des moments :

$$\diamond \text{ Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_s = -17.58 \text{ KN. m.}$$

$$\diamond \text{ Moment en travée : } M_t = 0.85M_s = 49.82 \text{ KN. m.}$$



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS

#### 4-4-2) Vérification à l'ELS :

##### Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32.5} = 0.567$$

$$\Rightarrow K_1 = 29.64 \text{ et } \beta_1 = 0.888$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{35.02 \times 10^6}{0.888 \times 325 \times 4.62 \times 10^2} = 262.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{262.65}{29.64} = 8.86 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 32.5} = 0.291$$

$$\Rightarrow K_1 = 43.82 \text{ et } \beta_1 = 0.915$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{12.36 \times 10^6}{0.915 \times 325 \times 2.35 \times 10^2} = 176.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176.86}{43.82} = 4.03 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

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

**État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisible, donc, aucune vérification à effectuer.

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

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

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$h = 30$  cm

$L = 3.10$  m

$M_t$  : moment max en travée = 49.82kN.m

$M_0$  : moment isostatique max en travée = 58.62kN.m

**Vérification :**

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.096 \geq \frac{49.82}{10 \times 58.62} = 0.0849 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.
- 3)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{25 \times 27.5} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots$  condition non vérifiée.

La condition 3 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E_v I} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$$\overline{f} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm.}$$

$$q^{max} = 66.93 \text{ kN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

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

$$S_{xx}: \text{Moment statique}; S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + c \cdot d$$

$$B_0: \text{Aire de la section homogénéisée}; B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 27.5}{25 \times 30 + 15 \times 9.24} = 16.95 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16.95 = 13.05 \text{ cm}$$

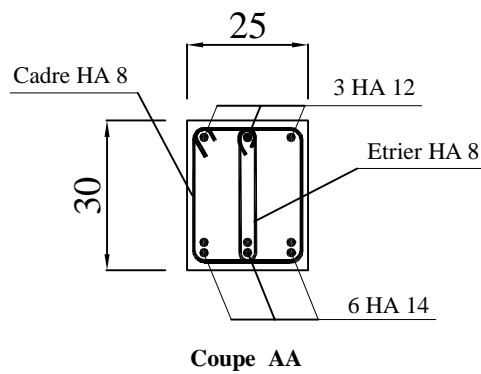
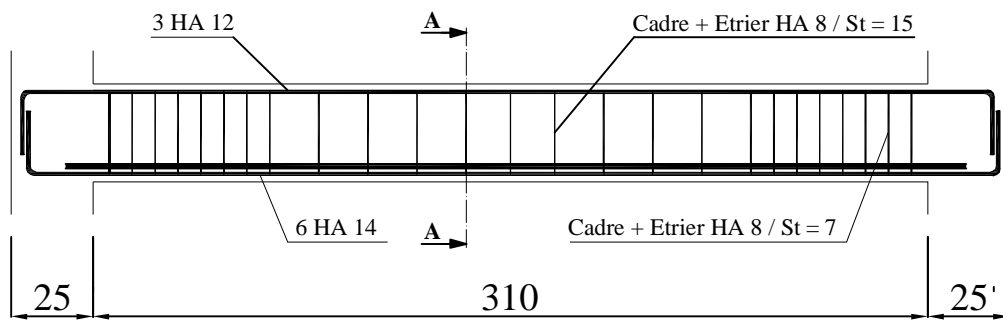
D'où :

$$I = \frac{25}{3} (16.95^3 + 13.05^3) + 15 \times 9.24 (13.05 - 2)^2$$

$$I = 76025.28 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 66.93 \times (3.1)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 76025.28 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0.01 \text{ cm} < \overline{f} = 0.62 \text{ cm}$$



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr AZZOUN AGHILES  
Mr AMRANE LOUNES

Dirigé par:  
MADAME AKMOUSSI

Plan de Ferrailage de la  
poutre palière

Echelle

2015

**III-5- Salle machine :**

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions égale à  $(1.6 \times 2 = 3.2 \text{ m}^2)$  appuyée sur ses 4 cotés pouvant charger huit personnes.

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle (80x80).
- ✓ Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

**III-5-1 Calcul de la dalle pleine du local :**

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours sont soumises à des charges localisées (UxV) s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

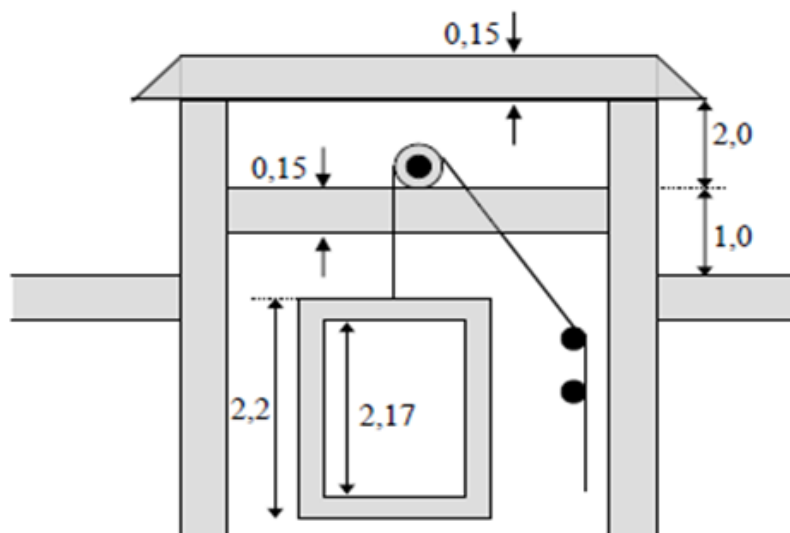


Figure III-4-1 : schéma de la salle machine.

**Calcul de  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_x = q (M_1 + v.M_2).$$

$$M_y = q (M_2 + v.M_1).$$

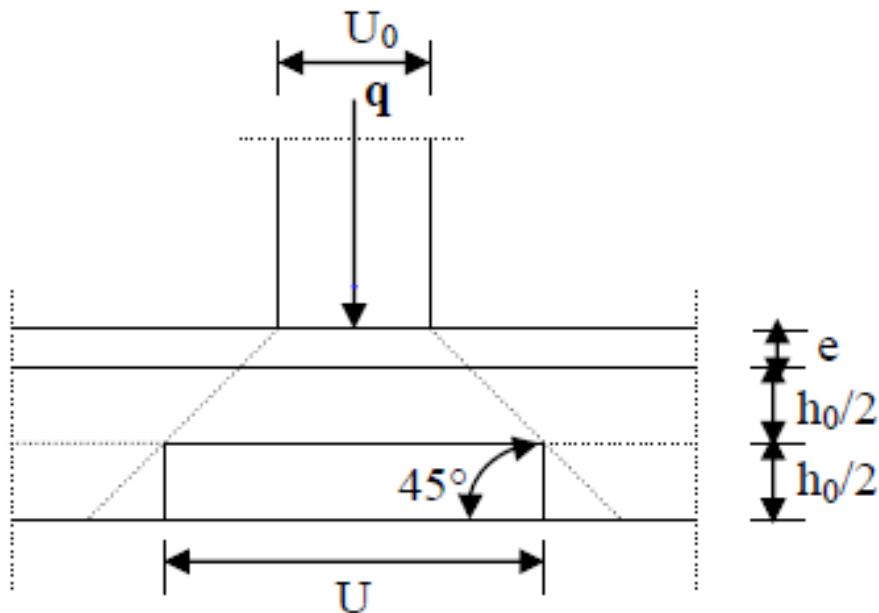
$v$  : coefficient de poisson

Avec :  $M_1, M_2$  valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y}$$

$q$  : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$U, V$  : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.



**Figure III-4-2 : schéma de la salle machine.**

III-5-2-Dimensionnement :

On a  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{2} = 0.8$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  dans ce cas le panneau travail suivant deux sens.

- $h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33cm.$
- $h_0$  doit être au moins égale à 12cm selon le RPA99 version 2003.

Donc on prend  $h_0=15cm.$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$h_0$ : épaisseur de la dalle.

$e$  : épaisseur du revêtement.

$U_0, V_0$ : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm. \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm. \end{cases}$$

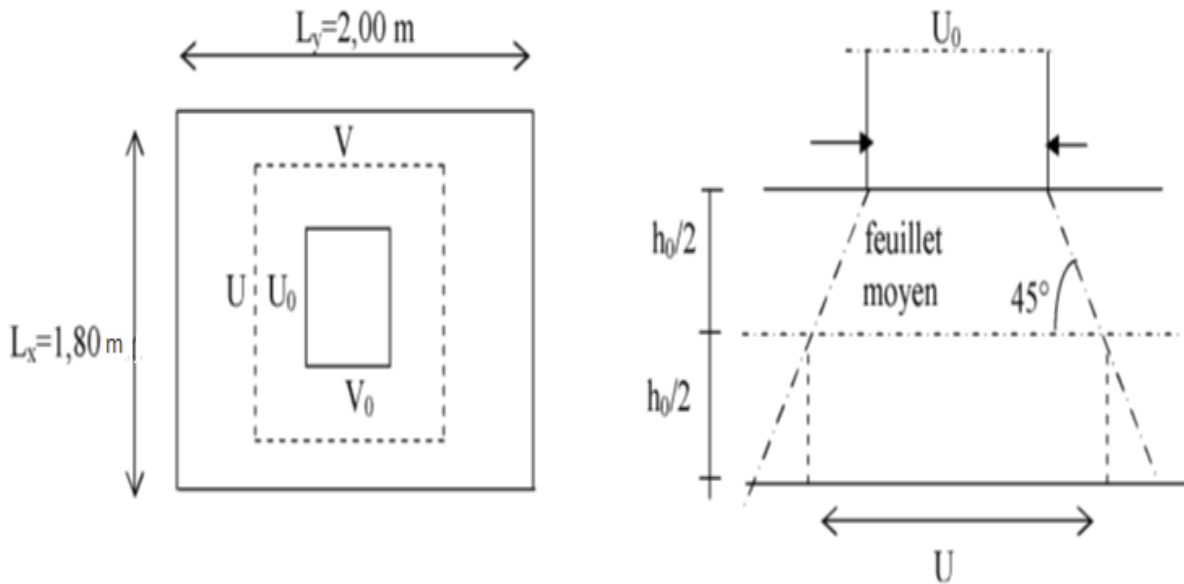


Figure III-4-3 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

**III-5-3-Calcul des efforts :**

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.8. \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{105}{160} = 0.65. \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{105}{200} = 0.52. \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.089 \text{ et } M_2 = 0.063$$

à L'ELU :  $v = 0$  :

**A- Calcul des moments  $M_{x1}, M_{y1}$  du système de levage :**

$$q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.089 = 10.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.063 = 7.65 \text{ KN.m.}$$

**B- Evaluation des moments  $M_{x2}, M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8. \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0565 \quad \mu_y = 0.595$$

**Poids de la dalle :**

$$G = 25 \times 0.15 \times 1 + 22 \times 0.05 \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml.}$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0565 \times 8.05 \times (1.6)^2 = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.595 \times 1.16 = 0.69 \text{ KN.m}$$

**C- Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.81 + 1.16 = 11.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.65 + 0.69 = 8.34 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0,85 dans le sens de la petite portée en travée
- 0,75 dans le sens de la grande portée en travée
- 0,5 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs

**Moment en travée :**

$$M_{xt} = 0.85M_x = 0.85 \times 11.97 = 10.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0.75M_y = 0.75 \times 8.34 = 6.25 \text{ kN.m}$$

**Moment aux appuis :  $M_a = -0,5 M$ .**

$$M_{xa} = -0.5M_x = -5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5M_y = -4.17 \text{ KN.m}$$

**III-5-4- Calcul de la section d'armature :**

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

**Sens x-x :****A- En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.979.$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.17 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2.$$

On opte pour :

$$A_t = 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm}$$

**B- Aux Appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988.$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.98 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 5HA8/ml = 2.51 \text{ cm}^2$  avec:  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Sens y-y :****A) En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{bd^2f_{bu}} = \frac{6.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987.$$

$$A_t = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.25 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_t = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$  avec:  $St = 25 \text{ cm}$ .

**B) Aux Appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991.$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.17 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**III-5-5- Vérification à L'ELU :****A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A > A_{min} = \rho_0 \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$A_{min}$  = Section minimale d'armatures.

$\rho_0$  = taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \left( \frac{3-0.8}{2} \right) 100 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2.$$

$A = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.31 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.31 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}.$$

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$  .....condition vérifiée.

**C- Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)**

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

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

**Sens x-x**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

**Sens y-y**

Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**D- Condition de non poinçonnement :(Art A.5.2.42 BAEL91).**

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

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

$Q_u$ : Charge de calcul à l'ELU.

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$\text{A.N: } 0.45 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}.$$

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

**E- Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{max} = \frac{Q_u}{3 \times V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ kN}.$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{max} = \frac{Q_u}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-5-6- Calcul à l'ELS :  $v = 0.2$** **A- Calcul des moments  $M_{x1}, M_{y1}$  du système de levage :**

$$q_s = G = 90 \text{ KN/m}.$$

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + vM_2) = 90(0.089 + 0.2 \times 0.063) = 9.14 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + vM_1) = 90(0.063 + 0.2 \times 0.089) = 7.27 \text{ KN.m}.$$

**B- Evaluation des moments  $M_{x2}, M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0565 \quad \mu_y = 0.595$$

**Poids de la dalle :**

$$G=4.85\text{KN/ml.}$$

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

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.85 + 1 = \mathbf{5.85\text{KN/ml.}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0565 \times 5.85 \times (1.6)^2 = 0.84 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.595 \times 0.84 = 0.5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**C- superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.14 + 0.84 = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.27 + 0.5 = 7.77 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0,85 dans le sens de la petite portée en travée
- 0,75 dans le sens de la grande portée en travée
- 0,5 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs

**Moment en travée :**

$$M_{xt} = 0.85M_x = 0.85 \times 9.98 = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.75M_y = 0.75 \times 7.77 = 5.82 \text{ KN.m.}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{xa} = -0.5M_x = -5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5M_y = -3.88 \text{ KN.m}$$

**III-5-7- Vérification à L'ELS :****1)-Vérification des contraintes dans le béton :****Sens x-x :****Aux appuis :** ( $M_{xa}=5$  KN.m)on doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow \text{après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = \mathbf{62.64} \text{ et } \beta_1 = \mathbf{0.935}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 204.65 \text{ MPa.}$$

 $\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348MPa$  .....condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.65}{62.64} = 3.26 < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$$

Condition vérifiée.

**En travée :** ( $M_{xt}=8.48$  kN.m)On doit vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow \text{après interpolation on trouve :}$$

$$K_1 = \mathbf{48.75} \text{ et } \beta_1 = \mathbf{0.921}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.48 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 225.56 \text{ MPa.}$$

 $\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348MPa$  .....condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.56}{48.75} = 4.62 < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$$

Condition vérifiée.

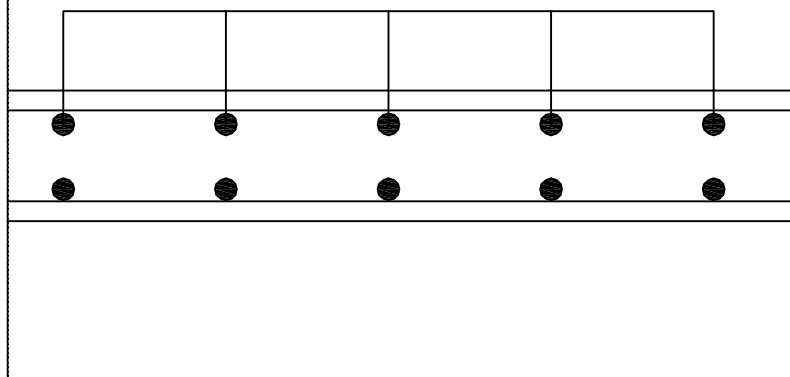
**Remarque :**

Aussi bien que dans le sens x-x ou y-y les conditions sont vérifiées.

**2)-Etat limite de fissuration :**

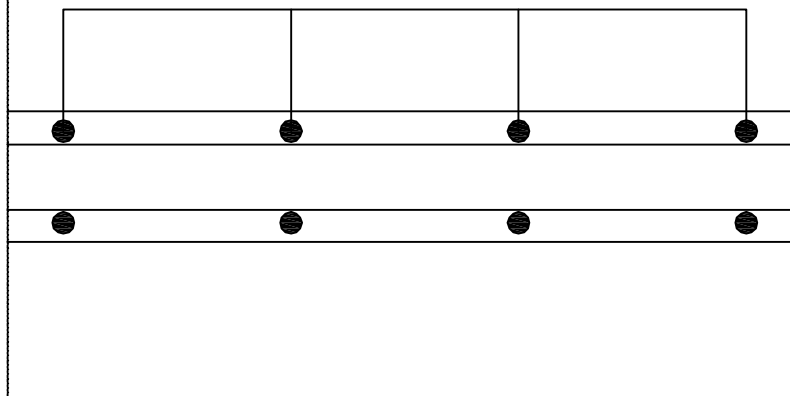
La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

5HA8/ml (St = 20cm)



sens X-X

4HA8/ml (St = 25cm)



sens y-y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr AZZOUN AGHILES  
Mr AMRANE LOUNES

Plan de Ferrailage de la  
dalle pleine salle machine

Echelle

Dirigé par:  
MADAME AKMOUSSI

suisant x-x et y-y

2015

**III.6) Les balcons (en corps creux) :**

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées assurant la fonction de portance, leurs entre axes est de 65cm
- Remplissage en corps creux, ayant une hauteur de 16 cm utilisé comme coffrage perdu Et un isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

**III.6.1) Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

❖ **Dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{-La hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{-La largeur } 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec L la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 4.50 - 0,25 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur : } \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad , \quad 28.33 \leq h \leq 42.5 \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend } b = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérifications (RPA) :**

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

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4$$

**III. 6. 1. 1) Evaluation des charges et surcharges :**

✓ **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$

Poids du mur (double cloison) :  $4,25 \times 2,36 = 10,03 \text{ kN/ml}$

Poids du plancher :  $4,45 \times \frac{0,65}{2} = 1,44 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 13,34 \text{ kN/ml}$$

✓ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ kN/ml}$$

**III. 6. 1. 2) Combinaisons des charges :**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 13,34 + 1,5 \times 1,14 = 19,71 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 13,34 + 1,14 = 14,48 \text{ kN/ml}$

**III. 6. 1. 3) Etude de la poutre à l'ELU :**

**III. 6. 1. 3. 1) Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

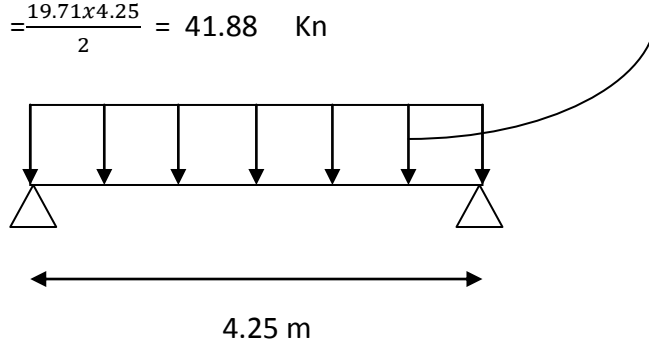
❖ **En travée :**  $M_t = 0,85 \times 19,71 \times \frac{4,25^2}{8} = 37,82 \text{ kN.m}$

❖ **Aux appuis :**  $M_a = 0,3 \times 19,71 \times \frac{4,25^2}{8} = 13,35 \text{ kN.m}$

✚ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{19,71 \times 4,25}{2} = 41,88 \text{ Kn}$$

**19.71kN/ml**



T(kN)

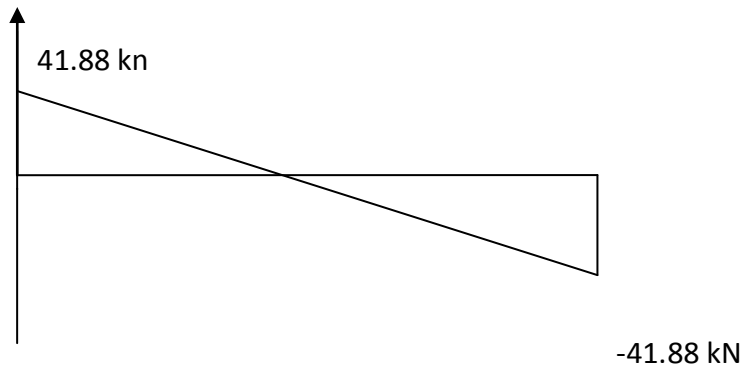


Diagramme des efforts tranchant

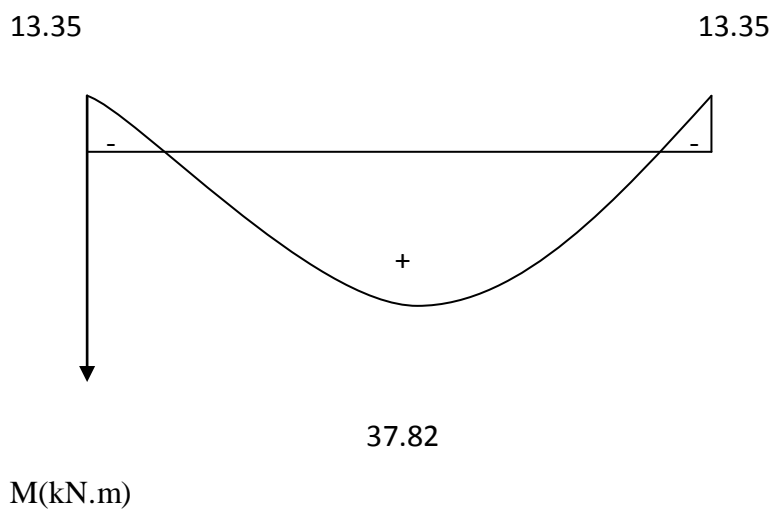


Diagramme des moments fléchissant

### ✚ Calcul des armatures :

#### ❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.82}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.19 \leq 0.392$$

Section simplement armée.  $\Rightarrow \beta = 0.894$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.82 \times 1000}{0.894 \times 0.27 \times 348} = 4.50 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 3\text{HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

## ❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{13.35}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.05 \leq 0.392$$

Section simplement armée.  $\Rightarrow \beta = 0,974$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.35 \times 1000}{0.974 \times 0.27 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 3\text{HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

## III .6.2) Vérification à ELU :

## III .6. 2.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$0.81 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

## III .6. 2.2) Vérification au cisaillement :

$$V_u = 41.88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.88 \times 1000}{250 \times 270} = 0.62 < \tau_{\text{adm}} = (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

## III .4. 2.3) Vérification à l'entraînement des barres :

(BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

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

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.88 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 94.2} = 1.82 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = (\Psi \times f_{t28}) = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

## III .6. 2.4) Calcul des armatures transversales :

✓ diamètre :

$$\phi_t = \min \left( \frac{ht}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right); \min \left( \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1.00 \right)$$

$$\min (0.857, 2.5, 1) \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min (0.9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times St} = \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0.8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

❖ **Sur appuis :**

$$e \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min (7.97 ; 12 ; 30) \implies \text{soit } e = 7 \text{ cm}$$

❖ **en travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm soit } St = 15 \text{ cm}$$

**III.6.3) Vérification à l'ELS :**

**III.6.3.1) Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 14.48 \text{ KN/ml}$$

❖ **Réaction aux appuis :**

$$R_a = R_b = q_s \times l/2 = 14.48 \times 4.25/2 = 30.77 \text{ KN/ml}$$

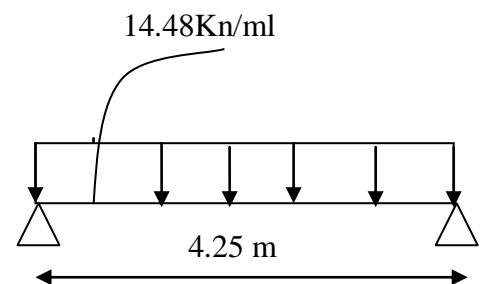
❖ **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times l^2/8 = 14.48 \times 4.25^2/8 = 32.69 \text{ kn.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0.3 \times 32.69 = -9.8 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 32.69 = 27.78 \text{ kn.m}$$



**III.6.3.2) Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec  $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  (chapitre I)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{avec; } \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta x d x A_{st}} \quad (\text{Une poutre soumise à la flexion simple}).$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

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

❖ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348 \quad \beta_1 = 0.908 \quad K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.8x}{0.908 \times 270 \times 235} \times 10^6 = 170.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{170.10}{39.35} = 4.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition verifier}$$

## ❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.68 \quad \beta_1 = 0,905 \quad K_1 = 25.88$$

$$\sigma_{st} = \frac{27.78}{0.905 \times 270 \times 462} \times 10^6 = 246.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{246.08}{25.88} = 9.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

## III.6.3.2.1) Etat limite d'ouverture des fissurations :

## ✚ La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1.5 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_t 28}) = (600 ; 201.63)$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 246.08 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifier}$$

## III.6.4) vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{30}{425} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.06$$

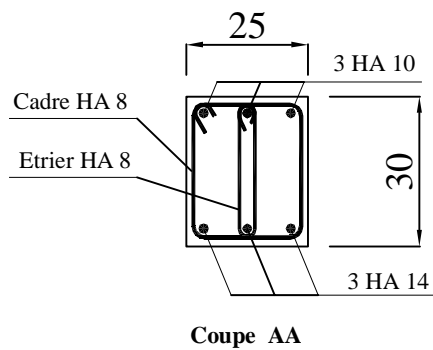
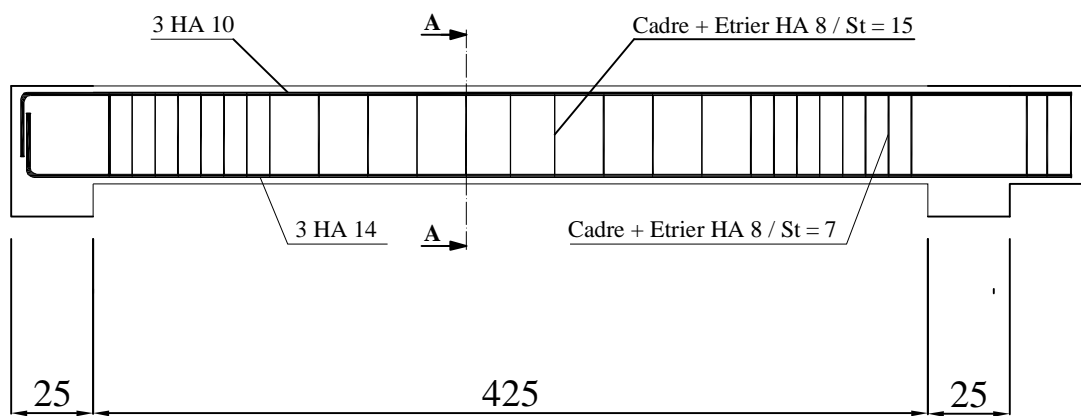
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_t}$$

$$\frac{30}{425} = 0.07 \geq \frac{14.48}{10 \times 14.48} = 0.1$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{4.62}{25 \times 27} = 0.006 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr AZZOUN AGHILES  
Mr AMRANE LOUNES

Dirigé par:  
MADAME AKMOUSSI

Plan de Ferrailage de la  
poutre de chaînage

Echelle

2015

**IV- Introduction :**

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme. Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- ✓ Des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- ✓ Du système « poteaux - poutres » formant des portiques d'étages.
- ✓ Des cages d'escaliers et d'ascenseurs, présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Notre bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Il est donc indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refends et portiques.

**IV-1 Rigidité des portiques :****IV-1-1 Calcul des rigidités linéaires :**

- ✓ Rigidités linéaire d'un poteau :  $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- ✓ Rigidités linéaire d'une poutre :  $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

**Identification des paramètres :**

$I$  : moment d'inertie de l'élément  $\left( I = \frac{b h^3}{12} \right)$ .

- **Poteaux :**  $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$

Avec :

$h_c$  : Hauteur des poteaux à calculer

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poteaux.

$e_{pot}$  : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$$

- **Poutres :**  $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$

Avec :

$L_c$  : Longueur des poutres à calculer.

$\bar{L}$  : Longueur entre nus des poutres.

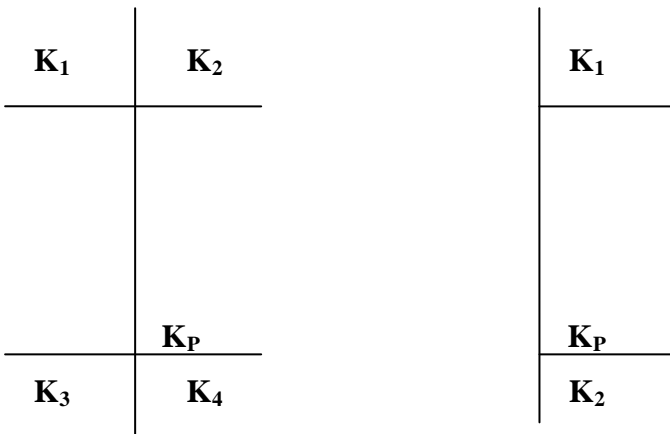
$h_{poutre}$  : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$$

IV-2 Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- Cas d'étage courant :

$$\overline{K} = \frac{\sum k_i \text{ (poutre sup + poutre inf)}}{2K \text{ poteau}}$$



$$\overline{K} = \frac{k_1+k_2+k_3+k_4}{2k_p} \quad \overline{K} = \frac{k_1+k_2}{2k_p}$$

- Cas de sous-sol :

$$\overline{K} = \frac{\sum k_i \text{ poutre sup}}{k \text{ poteau}}$$



$$\overline{K} = \frac{k_1+k_2}{k_p}$$

$$\overline{K} = \frac{k_1}{k_p}$$

**IV-3 Calcul des coefficients correcteur  $a_{ij}$ :-**

$$\text{❖ Niveau courant : } a_{ij} = \frac{\overline{k_j}}{2+\overline{k_j}}$$

$$\text{❖ Niveau sous-sol : } a_{ij} = \frac{0.5+\overline{k_j}}{2+\overline{k_j}}$$

**IV-4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux cas :**

$$\text{Niveau courant : } r_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 E}{h_c^2}$$

$$\text{Niveau sous -sol : } r_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{3 E}{h_c^2}$$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculée

$E_i$  : module de déformation du béton

$I_p$  : inertie du poteau

**IV-5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (x et y)**

$$R_j = \frac{12 E}{h_c^2} \sum a_j \cdot k_p$$

$R_{jx} = \sum r_{ij}$  pour chaque niveau dans le sens longitudinale.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$  pour chaque niveau dans le sens transversale.

**Calcul des rigidités des poteaux selon x :**

	b(cm)	h(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he(cm)	hp(cm)	h' (cm)	epot(cm)	hc(cm)	K (cm <sup>3</sup> )
9 <sup>eme</sup>	35	35	125052.08	301	35	261	35	278.5	449.02
8 <sup>eme</sup>	35	35	125052.08	306	35	266	35	283.5	441.10
7 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.9
6 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.9
5 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.9
4 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	266	45	288.5	1184.46
3 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	266	45	288.5	1184.46
2 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	266	45	288.5	1184.46
1 <sup>ere</sup>	50	50	520833.33	306	50	266	50	291	1789.8
RDC	50	50	520833.33	442	50	402	50	285	2294.41
S s	50	50	520833.33	300	50	260	50	227	1827.48

**Calculs des rigidités des poteaux selon y :**

	b(cm)	h(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he(cm)	hp(cm)	h' (cm)	e pot(cm)	hc(cm)	K (cm <sup>3</sup> )
9 <sup>eme</sup>	35	35	125052.08	301	35	256	35	273.5	457.22
8 <sup>eme</sup>	35	35	125052.08	306	35	261	35	278.5	449.02
7 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	261	40	281	759.19
6 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	261	40	281	759.19
5 <sup>eme</sup>	40	40	213333.33	306	40	261	40	281	759.19
4 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.35
3 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.35
2 <sup>eme</sup>	45	45	341718.75	306	45	261	45	283.5	1205.35
1 <sup>ere</sup>	50	50	520833.33	306	50	261	50	286	1821.09
RDC	50	50	520833.33	442	50	397	50	422	1234.2
S s	50	50	520833.33	300	50	255	50	280	1860.11

Calcul des rigidités des poutres selon x :

étage	b(cm)	h(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	epot (cm)	L'(cm)	hpoutre(cm)	Lc(cm)	K(cm <sup>3</sup> )
<b>8, 9<sup>ème</sup> étages</b>	30	40	160000	350	35	315	40	320	477.61
	30	40	160000	315	35	280	40	285	533.33
	30	40	160000	450	35	415	40	420	367.81
	30	40	160000	480	35	445	40	450	344.08
	30	40	160000	430	35	395	40	400	385.54
	30	40	160000	305	35	270	40	275	551.72
	30	40	160000	340	35	305	40	310	492.3
<b>5, 6,7<sup>ème</sup> étages</b>	30	40	160000	350	40	310	40	325	484.84
	30	40	160000	315	40	275	40	290	542.37
	30	40	160000	450	40	410	40	425	372.09
	30	40	160000	480	40	440	40	455	347.82
	30	40	160000	430	40	390	40	405	390.24
	30	40	160000	305	40	265	40	280	561.4
	30	40	160000	340	40	300	40	315	500
<b>2, 3,4<sup>ème</sup> étages</b>	30	40	160000	350	45	305	40	330	492.3
	30	40	160000	315	45	270	40	295	551.72
	30	40	160000	450	45	405	40	430	376.47
	30	40	160000	480	45	435	40	460	351.64
	30	40	160000	430	45	385	40	410	395.06
	30	40	160000	305	45	260	40	285	571.42
	30	40	160000	340	45	295	40	320	507.93
<b>SS RDC 1<sup>ère</sup> étages</b>	30	40	160000	350	50	300	40	335	500
	30	40	160000	315	50	265	40	300	561.40
	30	40	160000	450	50	400	40	435	380.95
	30	40	160000	480	50	430	40	465	355.55
	30	40	160000	430	50	380	40	415	400
	30	40	160000	305	50	255	40	290	581.81
	30	40	160000	340	50	290	40	325	516.12

Calculs des rigidités des poutres selon y :

	b(cm)	h(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e pot(cm)	L'(cm)	poutre(cm)	Lc(cm)	K(cm <sup>3</sup> )
<b>8 9<sup>ème</sup> étages</b>	30	45	101250	300	35	265	45	287.5	352.17
	30	45	101250	500	35	465	45	487.5	207.69
	30	45	101250	570	35	535	45	557.5	181.61
<b>7 6 5<sup>ème</sup> étages</b>	30	45	101250	300	40	260	45	282.5	358.4
	30	45	101250	500	40	460	45	482.5	209.84
	30	45	101250	570	40	530	45	552.5	183.25
<b>2 3 4<sup>ème</sup> étages</b>	30	45	101250	300	45	255	45	277.5	364.86
	30	45	101250	500	45	455	45	477.5	212.04
	30	45	101250	570	45	525	45	547.5	184.93
<b>SS RDC 1<sup>er</sup> étages</b>	30	45	101250	300	50	250	45	272.5	371.55
	30	45	101250	500	50	450	45	472.5	214.28
	30	45	101250	570	50	520	45	542.5	186.63

Calcul des coefficients correcteurs :

Rigidités des portiques (sens x-x)						
Niv	poteau	K pot	$\bar{K}_j$	I pot	A j	R <sub>j</sub> <sup>portique</sup>
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	1	449.02	1.06	125052.08	0.34	8126.92
	2		2.25		0.52	
	3		2		0.5	
	4		1.58		0.441	
	5		1.62		0.447	
	6		2.08		0.509	
	7		2.32		0.53	
	8		1.09		0.35	
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	1		1.09		0.35	7649.37
	2		2.31		0.53	
	3		2.05		0.506	

	4	441.10	1.62	125052.08	0.447	
	5		1.66		0.45	
	6		1.57		0.43	
	7		2.38		0.54	
	8		1.12		0.358	
<b>5 6 7<sup>ème</sup> étages</b>	1	759.9	0.65	213333.33	0.24	9573.51
	2		1.38		0.4	
	3		1.23		0.38	
	4		0.97		0.32	
	5		0.99		0.33	
	6		1.28		0.39	
	7		1.43		0.41	
	8		0.67		0.25	
<b>2 3 4<sup>ème</sup> étages</b>	1	1184.46	0.83	341718.75	0.29	11611.48
	2		0.88		0.305	
	3		0.78		0.28	
	4		0.61		0.23	
	5		0.63		0.239	
	6		0.82		0.29	
	7		0.9		0.31	
	8		0.43		0.17	
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1	1789.8	0.27	520833.33	0.11	11690.11
	2		0.59		0.22	
	3		0.52		0.2	
	4		0.41		0.17	
	5		0.42		0.173	
	6		0.54		0.21	
	7		0.61		0.23	
	8		0.28		0.12	
<b>RDC</b>	1		0.2		0.09	
	2		0.46		0.18	
	3		0.41		0.17	

	4	2294.41	0.32	520833.33	0.13	20141.91
	5		0.33		0.14	
	6		0.42		0.173	
	7		0.47		0.19	
	8		0.22		0.099	
<b>Sous-sol</b>	1	1827.48	0.27	520833.33	0.33	26564.174
	2		0.58		0.41	
	3		0.51		0.4	
	4		0.4		0.375	
	5		0.41		0.37	
	6		0.53		0.414	
	7		0.6		0.42	
	8		0.28		0.34	

<b>Rigidités des portiques (sens Y-Y)</b>						
<b>Niv</b>	<b>poteau</b>	<b>Kpot</b>	$\frac{K_j}{I_{pot}}$	<b>I pot</b>	<b>Aj</b>	<b>Rj<sup>poteau</sup></b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	1	457.22	0.39	125052.08	0.27	1934.6
	2		0.77		0.37	
	3		1.22		0.29	
	4		0.85		0.16	
<b>8<sup>ème</sup></b>	1	449.02	0.79	125052.08	0.28	1876.99
	2		1.25		0.38	
	3		0.87		0.30	
	4		0.40		0.16	

5 6 7 <sup>ème</sup>	1	759.19	0.47	213333.33	0.19	2115.33
	2		0.75		0.27	
	3		0.52		0.20	
	4		0.24		0.10	
2 3 4 <sup>ème</sup>	1	1205.35	0.3	341718.75	0.13	2257.55
	2		0.48		0.193	
	3		0.32		0.137	
	4		0.15		0.06	
1 <sup>er</sup>	1	1821.09	0.20	520833.33	0.09	2294.44
	2		0.32		0.137	
	3		0.22		0.09	
	4		0.10		0.04	
RDC	1	1234.20	0.3	520833.33	0.13	2765.96
	2		0.47		0.19	
	3		0.32		0.137	
	4		0.15		0.06	
Sous -sol	1	1860.11	0.19	520833.33	0.315	2896.12
	2		0.31		0.35	
	3		0.21		0.32	
	4		0.10		0.28	

#### IV-6 Inertie fictive des portiques:

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m<sup>4</sup>**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

**IV-6-1 Calcul de l'inertie fictive :**

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau.

$I$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

**IV-6-2 Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

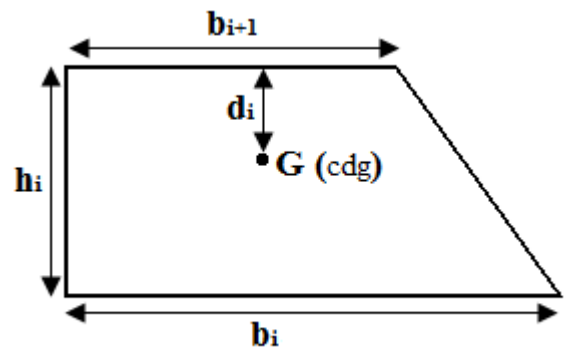
Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

$S_i$  : Surface de trapèze :  $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$



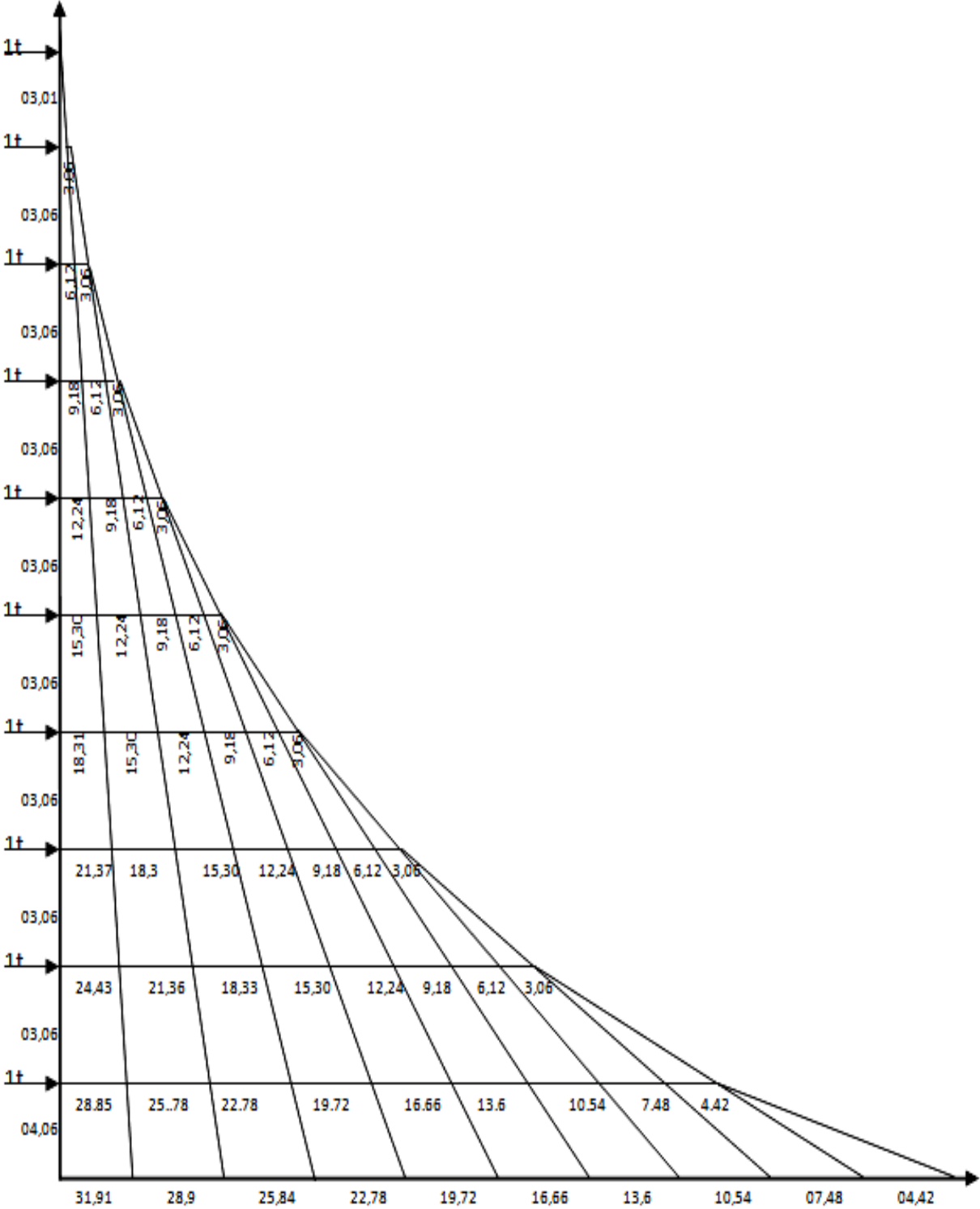


Fig IV-1 Diagramme des moments des aires

**IV-6-3 Diagramme des moments des aires :**

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments.

Niveau	bi+1	bi	He	Di	Si	Si*Di	F/EI
9	0	3.01	3.01	2.00	4.53	9.06	3716.24
8	3.01	9.08	3.06	1.78	18.49	32.91	3707.18
7	9.08	18.21	3.06	1.70	41.75	70.97	3674.27
6	18.21	30.4	3.06	1.65	74.37	122.71	3603.3
5	30.4	45.65	3.06	1.63	116.35	189.65	3480.59
4	45.65	63.96	3.06	1.61	167.70	269.99	3290.94
3	63.96	85.33	3.06	1.60	228.41	365.45	3020.95
2	85.33	109.76	3.06	1.59	298.48	474.58	2655.5
1	109.76	137.24	3.06	1.58	377.91	597.09	2180.92
RDC	137.24	0	3.06	2.28	677.12	1543.83	1543.83

**IV-6-4 Calcul du déplacement des portiques :**

La translation est donnée par :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : +Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastres à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Inertie fictives des portiques selon x-x

NIV	portique	he	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	Σk Poteaux m3 10-4	ΣKpoutres M3 10 – 4	Eθn Tm-2	Eωn Tm-2	EΔn kn/m	Dn=ΣEΔn	Eif	I fictive
9	1-1	3.01	3.01	0	44.902	315.239	3.9	1.95	5.86	1388.56	3716.24	0.373
8	1-1	3.06	6.07	3.01	44.110	315.239	1.2	2.55	7.80	1382.7	3707.18	0.372
7	1-1	3.06	9.13	6.07	74.59	319.876	19.79	10.49	32.09	1374.9	3674.27	0.374
6	1-1	3.06	12.19	9.13	74.59	319.876	27.77	23.78	72.76	1324.81	3603.3	0.367
5	1-1	3.06	15.25	12.19	74.59	319.876	35.75	31.76	97.18	1270.05	3480.59	0.364
4	1-1	3.06	18.31	15.25	118.446	324.654	43.07	39.41	120.59	1172.87	3290.94	0.356
3	1-1	3.06	21.37	18.31	118.446	324.654	50.92	46.99	143.78	1052.28	3020.95	0.348
2	1-1	3.06	24.43	21.37	118.446	324.654	58.78	54.85	167.84	908.5	2655.5	0.341
1	1-1	3.06	27.49	24.43	178.98	329.583	65.63	62.20	190.33	740.66	2180.92	0.339
RDC	1-1	4.42	31.91	27.49	229.441	329.583	75.09	70.36	310.99	550.33	1543.83	0.356
Sous-sol	1-1	3	34.91	31.91	182.748	329.583	84.47	79.78	239.34	239.34		

Inertie fictives des portiques selon y-y

NIV	portique	he	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	Σk Poteaux m3 10-4	ΣKpoutres M3 10 – 4	Eθn t m- 2	Eϖn Tm- 2	EΔn kn/m	Dn=ΣEΔn	Eif	
9	1-1	3.01	3.01	0	45.722	74.147	16.91	8.45	25.43	6061.32	3716.24	1.63
8	1-1	3.06	6.07	3.01	44.902	74.147	51.01	33.96	103.91	6035.89	3707.18	1.62
7	1-1	3.06	9.13	6.07	75.919	75.149	84.27	67.64	206.97	5931.98	3674.27	1.61
6	1-1	3.06	12.19	9.13	75.919	75.149	118.20	101.23	309.76	5725.01	3603.3	1.58
5	1-1	3.06	15.25	12.19	75.919	75.149	152.14	135.17	413.62	5415.25	3480.59	1.55
4	1-1	3.06	18.31	15.25	120.535	76.183	183.54	167.84	513.59	5001.63	3290.94	1.51
3	1-1	3.06	21.37	18.31	120.535	76.183	217.02	200.28	612.85	4488.04	3020.95	1.48
2	1-1	3.06	24.43	21.37	120.535	76.183	250.49	233.75	715.27	3875.19	2655.5	1.45
1	1-1	3.06	27.49	24.43	182.109	77.246	280.05	265.27	811.72	3159.9	2180.92	1.44
RDC	1-1	4.42	31.91	27.49	123.420	77.246	320.40	300.22	1326.97	2348.2	1543.83	1.52
Sous-sol	1-1	3	34.91	31.91	186.011	77.246	360.42	340.41	1021.23	1021.23		

**IV-7 Caractéristique géométrique des voiles :**

**IV-7-1 Introduction :**

L'étude du contreventement est une étape très importante et décisive dans l'étude de tous bâtiments ; elle mérite le plus grand soin .Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales vent et séisme.

**IV-7-2 Etude des refends :**

**Calcul des inerties :**

✓ **Inerties des refends plans :**

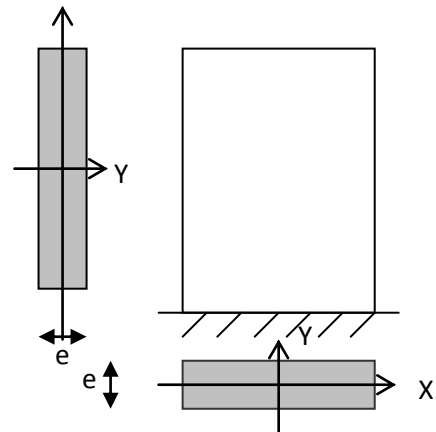
Les refends longitudinaux

$$I_y = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_x = L \cdot e^3 / 12$$

Les refends transversaux :

$$I = I_x = e \cdot L^3 / 12$$



Les refends ont une rigidité faible suivant leur épaisseur.

Les inerties de tous les voiles sans ouvertures sont récapitulées dans le tableau qui suit :

**Sens longitudinal**

Niveau	Sous -sol -9		
	L(m)	e(m)	Iy(m <sup>4</sup> )
VL A4-A3	5,7	0,2	3,08
VL H4-H3	5,7	0,2	3,08
			Σ=6,16

Sens transversal :

Niveau	Sous -sol - 9		
Caractéristique	L(m)	e(m)	Ix(m <sup>4</sup> )
2VT A2	1.20	0.20	0.028
2 VT B2	1.10	0.20	0.022
2VTG2	1.06	0.20	0.019
2VTH2	1.14	0.20	0.024
VT D2-E2	4.80	0.20	1.84
			Σ=1.933

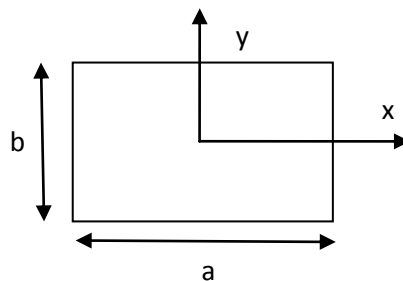
**IV-7-3 Calcul des rigidités des voiles :**

Elles sont données par la formule suivante :  $R_j = 12EI/h^3$

Avec h : hauteur d'étage.

E : module d'élasticité.

I : inertie équivalente du voile considéré.



Tableaux résumant le calcul des rigidités des voiles  $R_{vx}$  ,  $R_{vy}$  :

Sens longitudinal :

Niveau	Sous-sol -8		
Caractéristique	Ix (m <sup>4</sup> )	He (m)	Rvx (10 <sup>3</sup> KN/m)
VL A4-A3	3.08	3,06	41489.71
VLH4-H3	3.08	3,06	41489.71
			Σ=82979.42

Sens transversal :

#### IV-7-4 Calcul les inerties des poteaux :

Les inerties des poteaux dans les deux sens serrant donnée comme suit :

➤ cas des poteaux :(longitudinaux et transversaux) :

$$I_x = \frac{a.b^3}{12} = I_y = \frac{b.a^3}{12}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

NIVEAU	a(m)	b(m)	I(m <sup>4</sup> )x10 <sup>-3</sup>
ES-RDC -1	0.50	0.50	5.20
2-3-4	0.45	0.45	3.4
5-6-7	0.4	0.4	2.1
8-9	0.35	0.35	1.2

Niveau	Sous- sol-8			8-9		
	Ix (m <sup>4</sup> )	He (m)	Rvy (10 <sup>3</sup> KN/m)	Ix (m <sup>4</sup> )	He (m)	Rvy (10 <sup>3</sup> KN/m)
2VTA2	0.028	3,06	377.17	0.028	3.01	396.28
2VT B2	0.022	3,06	296.35	0.022	3.01	311.37
2VT G2	0.019	3,06	255.94	0.019	3.01	268.91
2VTH2	0.024	3,06	323.29	0.024	3.01	339.67
VTD2-E2	1.84	3.06	24786.06	1.84	3.01	26041.88
			Σ=26038.81			27358.08

**Conclusion :**

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

✓ **Sens X-X**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	0.359	15.74%
<b>Voiles</b>	1.93	84.26%
<b>Voiles + Portiques</b>	2.28	100 %

✓ **Sens Y-Y**

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	1.53	19.89%
<b>Voiles</b>	6.16	80.10%
<b>Voiles + Portiques</b>	7.69	100 %

Conclusion :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 80 % des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4b** : **portiques contreventés par des voiles**.

D'où le coefficient de comportement : **R = 4** (Tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

**Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6**

**V.1-Description du logiciel ETABS :**

**E:** extended

**T:** three dimensions

**A:** analyses

**B:** building

**S:** systems

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- la modélisation de tous types de structure.
- la prise en compte des propriétés des matériaux
- le calcul et le dimensionnement des éléments
- l'analyse des effets dynamique et statique.
- la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

**V.2- Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

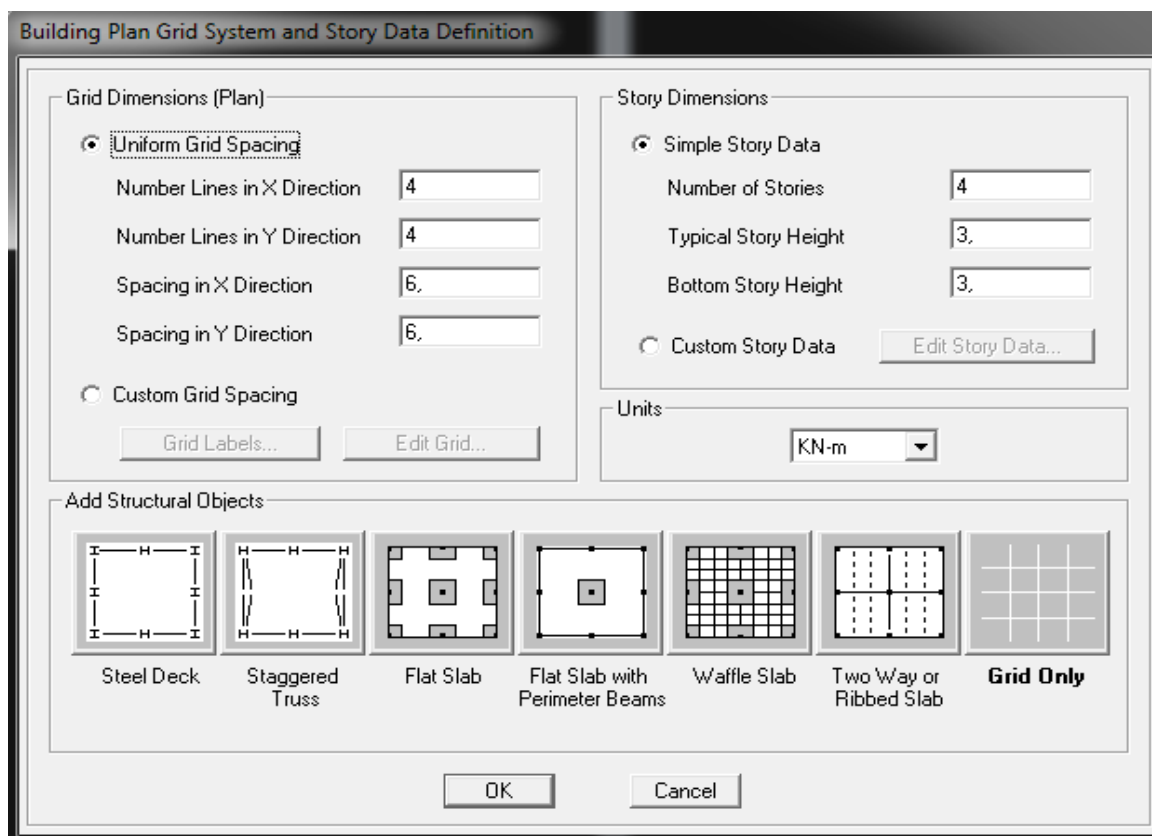
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**1. Introduction de la géométrie du modèle :**

**a) Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

**b) Géométrie de base :** on clique sur :

*File* ⇒ *New model* ⇒ *No*.

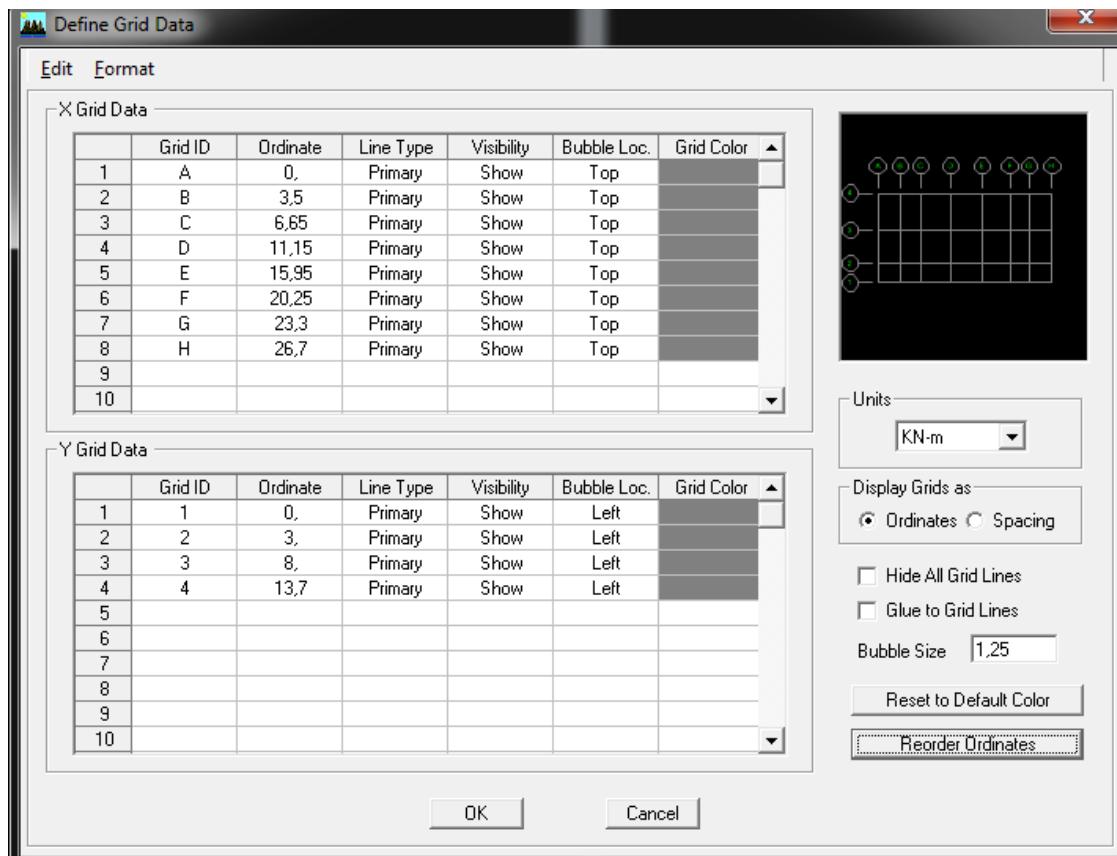


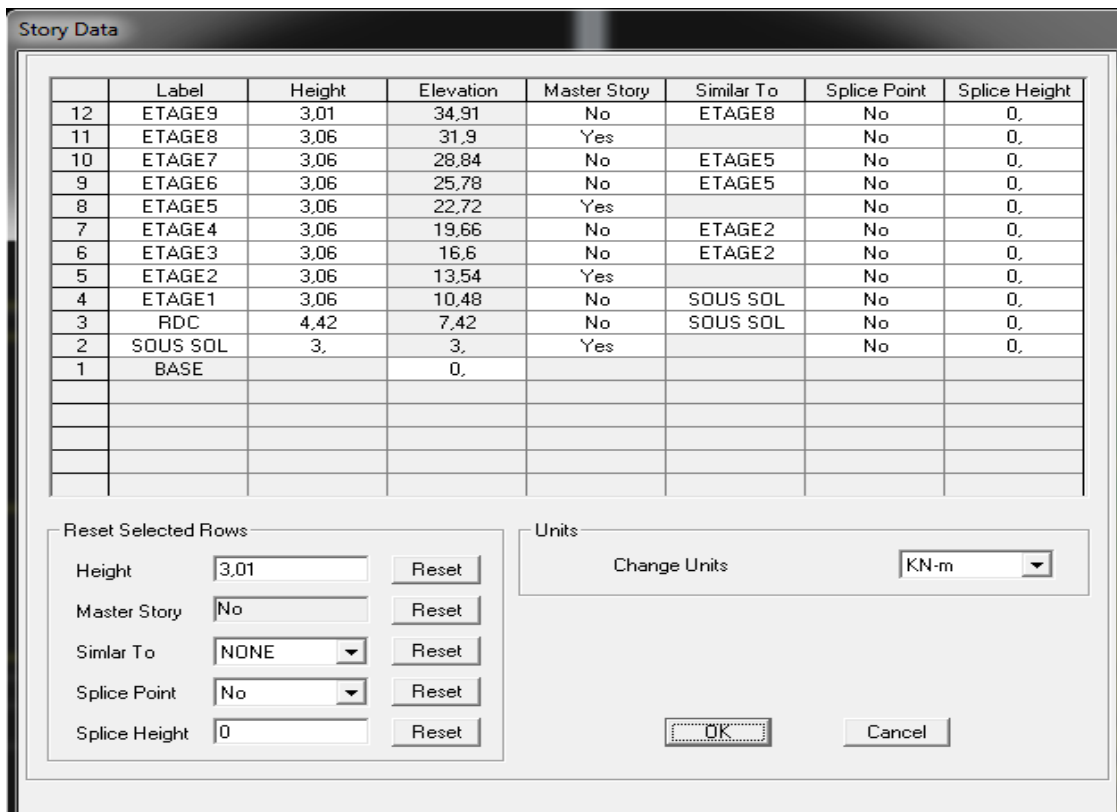
L'interface ci-dessus permet :

1. l'introduction du nombre d'axes,
2. le nombre de niveaux,
3. la hauteur du RDC et des étages courants.

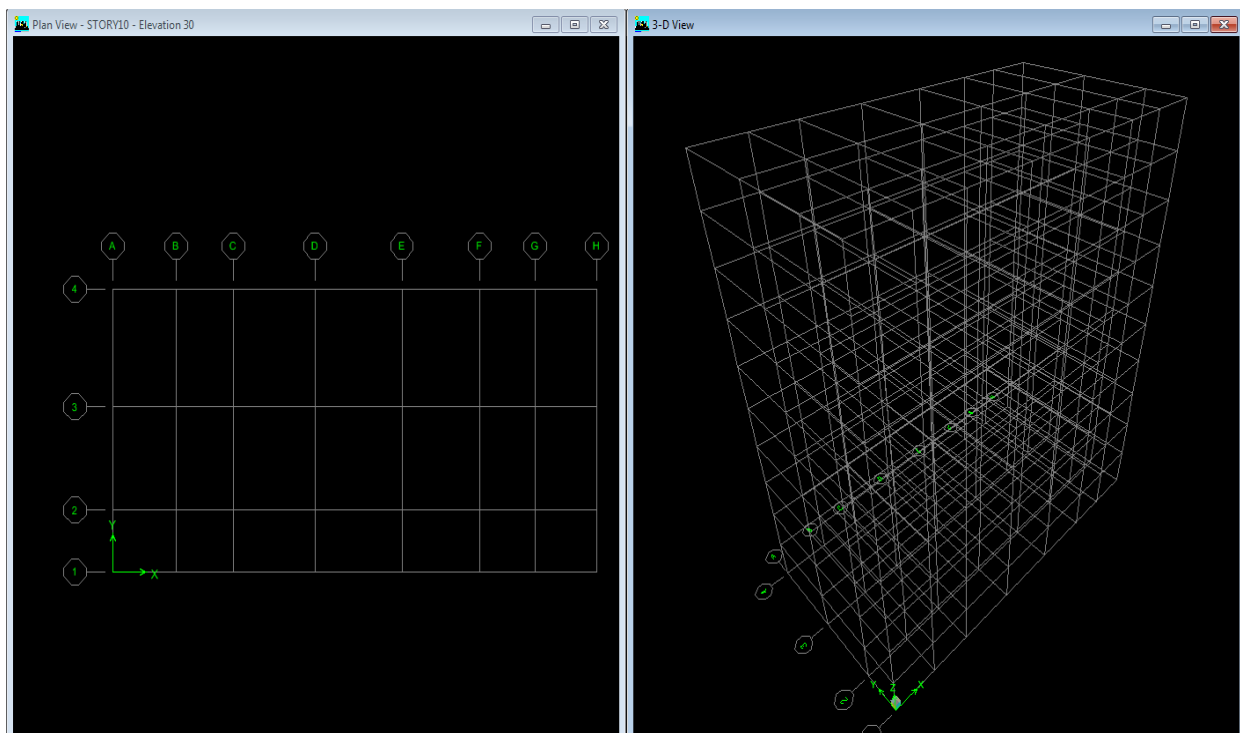
Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-après qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

De manière similaire, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment.





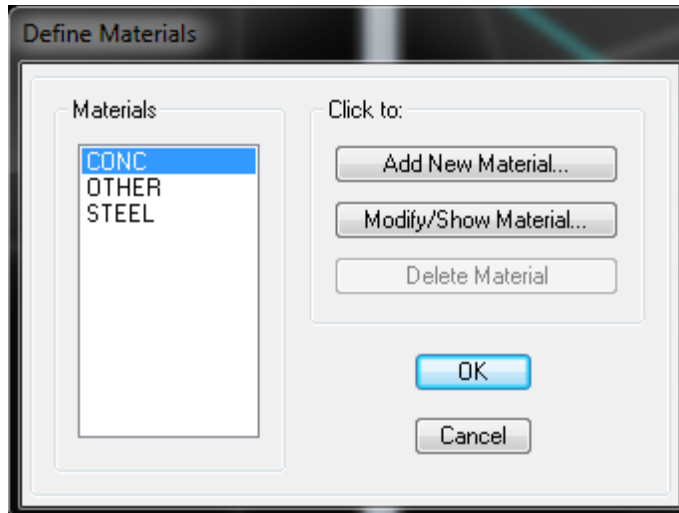
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



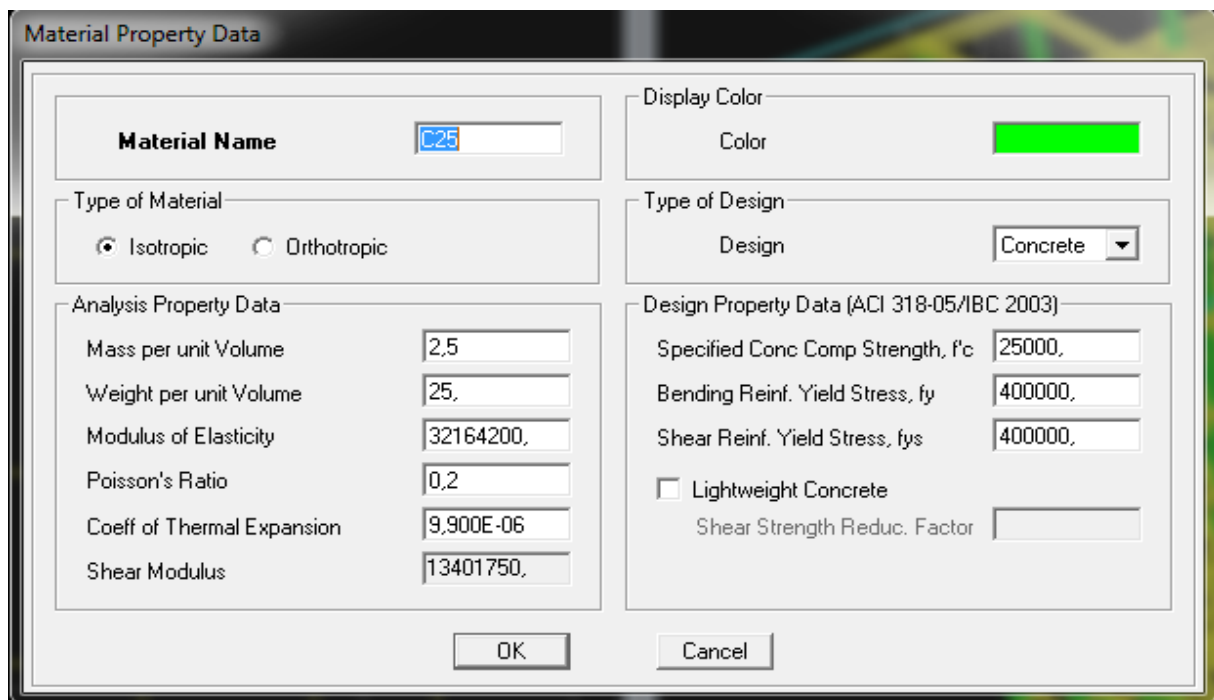
## 2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

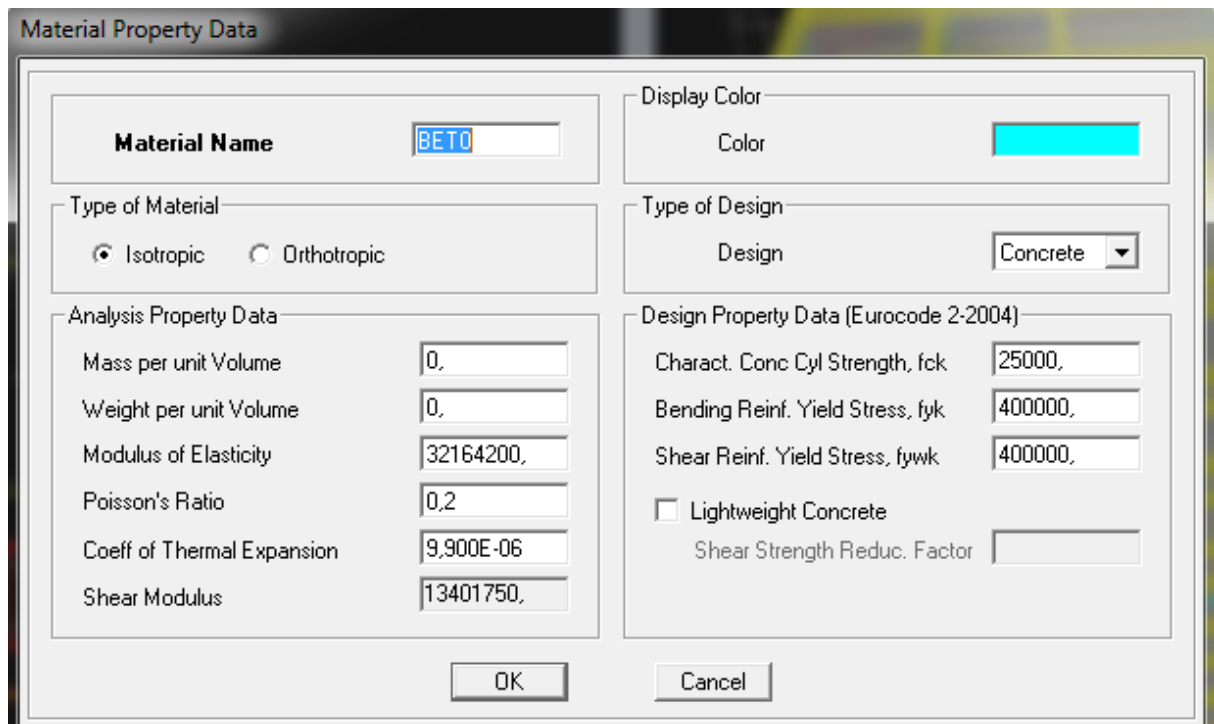
La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

**Define** ⇒ **Material properties** ⇒ **conc** ⇒ **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.





**Material Property Data**

**Material Name** : BETO

**Display Color** : [Color selection box]

**Type of Material** :  Isotropic  Orthotropic

**Type of Design** : Design : Concrete

**Analysis Property Data**

Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	0.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.

**Design Property Data (Eurocode 2-2004)**

Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.

Lightweight Concrete  
Shear Strength Reduc. Factor : [ ]

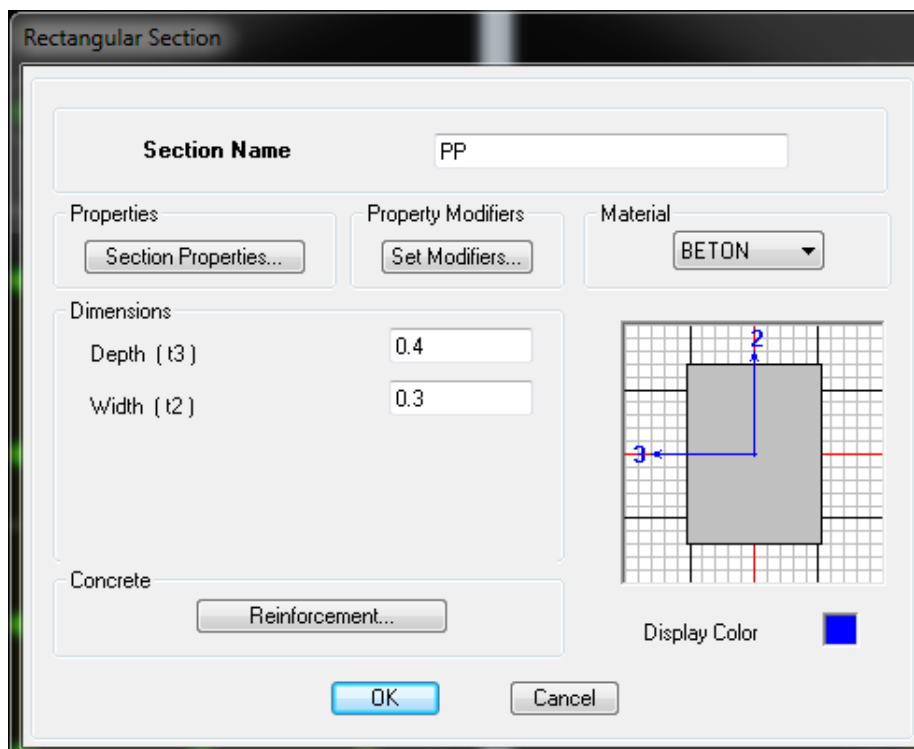
OK Cancel

### 3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.

On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et ceci de la manière suivante :

*Define* ⇒ *Frame sections* ⇒ *Add rectangular*



**Rectangular Section**

**Section Name** : PP

**Properties** : [Section Properties...]

**Property Modifiers** : [Set Modifiers...]

**Material** : BETON

**Dimensions**

Depth (t3)	0.4
Width (t2)	0.3

**Concrete** : [Reinforcement...]

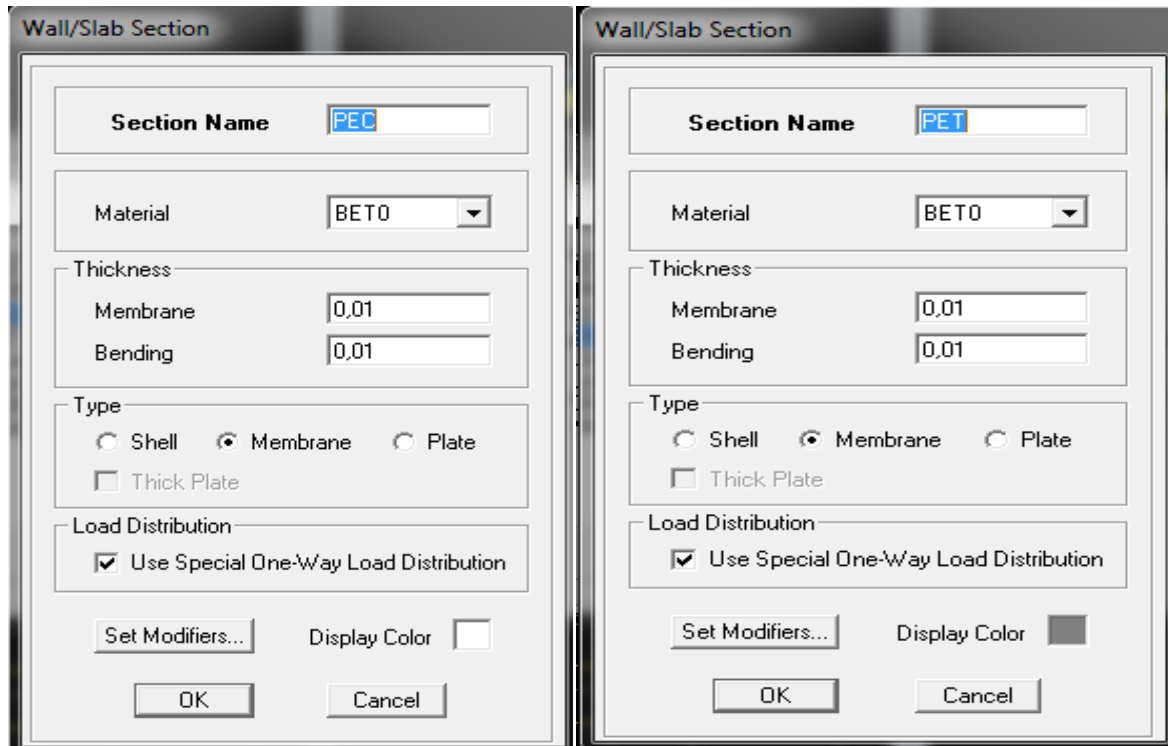
**Display Color** : [Color selection box]

OK Cancel

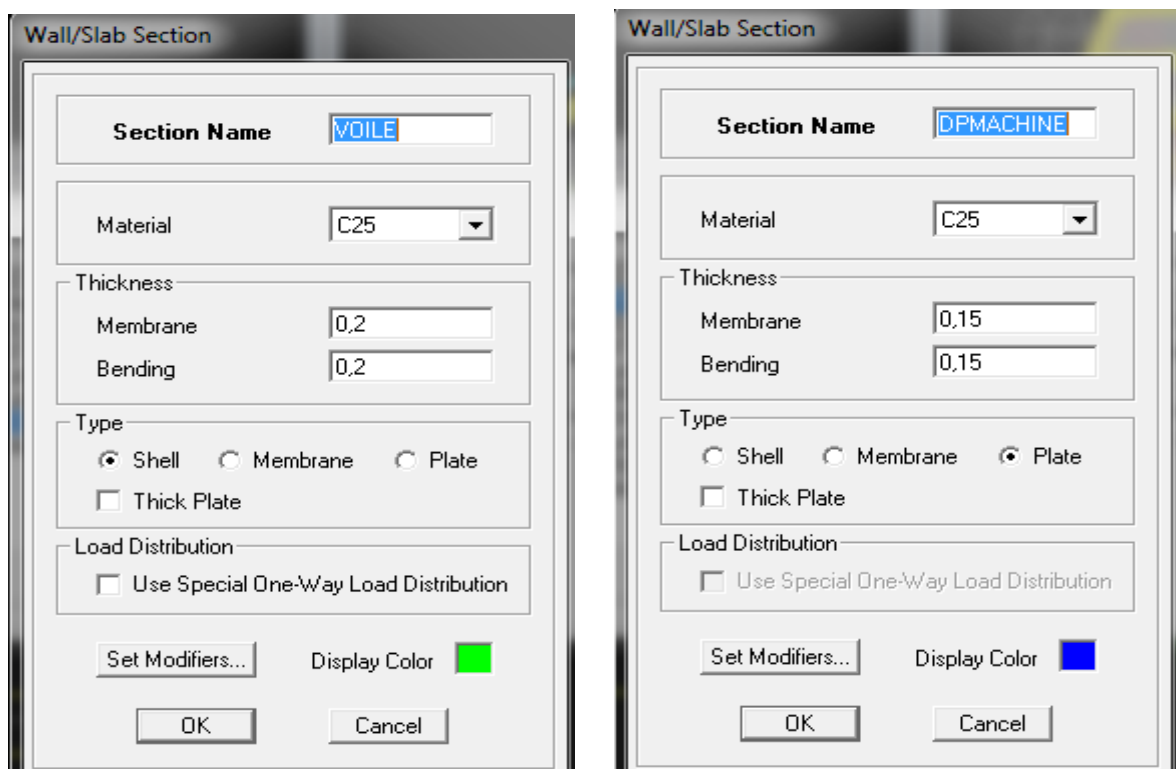
On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, balcons corps creux) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

*Define* ⇒ *Wall/Slab/Deck Section* ⇒ *Add New Slab*




*Define* ⇒ *Wall/Slab/Deck Section* ⇒ *Add New Wall*



▪ **Dessin des éléments de la structure**



Pour modéliser les sections précédentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

**Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton ;


Une fenêtre s'affiche (*properties of object*)  $\Rightarrow$  *None*  $\Rightarrow$  on choisit le nom de la section (pot 234 par exemple)  $\Rightarrow$  on valide

**Pour les poutres et les voiles:**

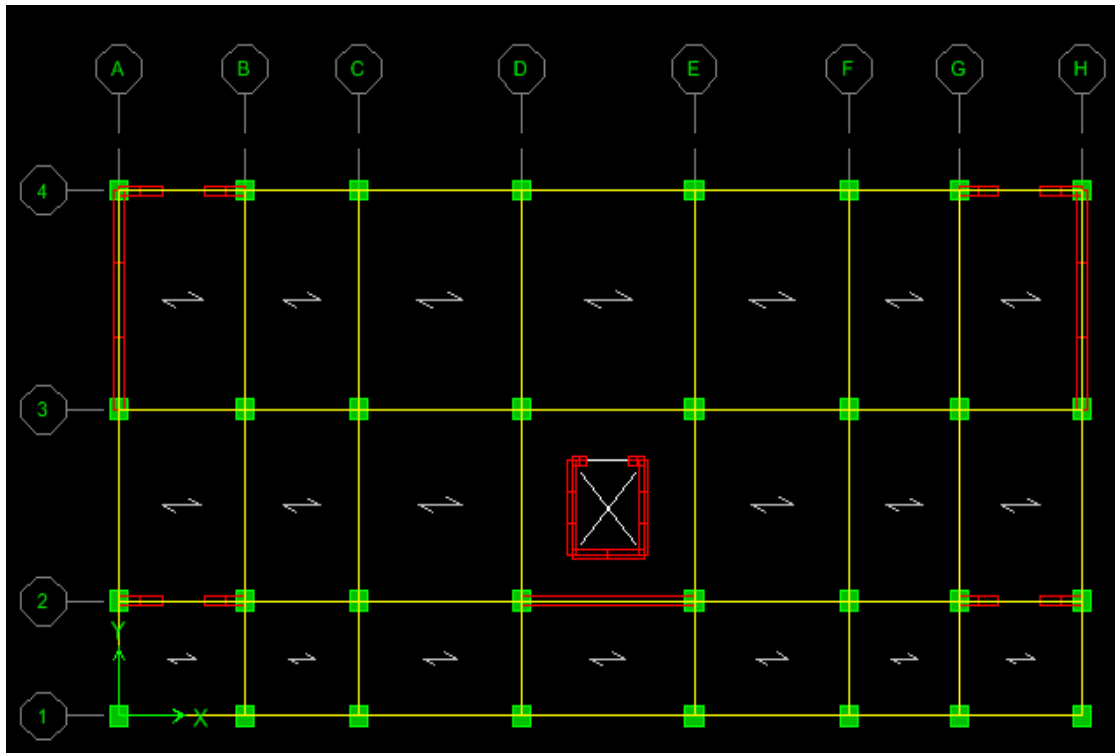
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur  bouton pour les poutres et sur  pour les voiles ;


**Pour les planchers et balcons et la dalle pleine de la salle machine:**

On clique sur le bouton  ou  ;

Pour les formes irrégulières on clic sur 

On obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- **Mass source** :  $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99).

$W_i$  : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

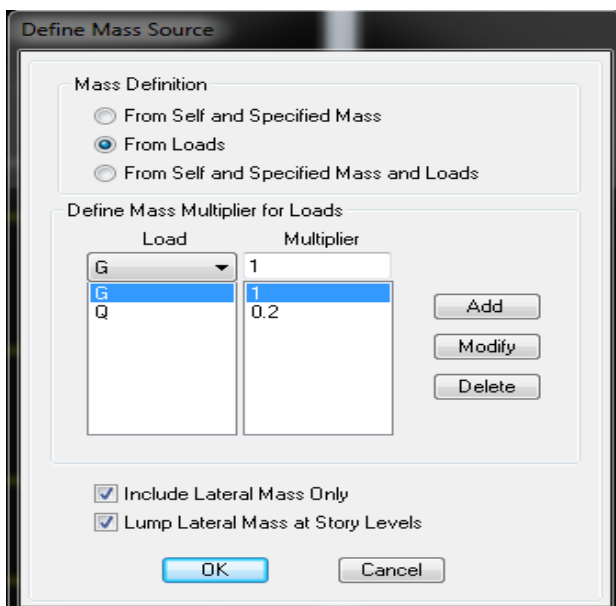
$W_{Qi}$  : charge d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Il est donné par le tableau 4.5 RPA 99, on le prend pour notre cas égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

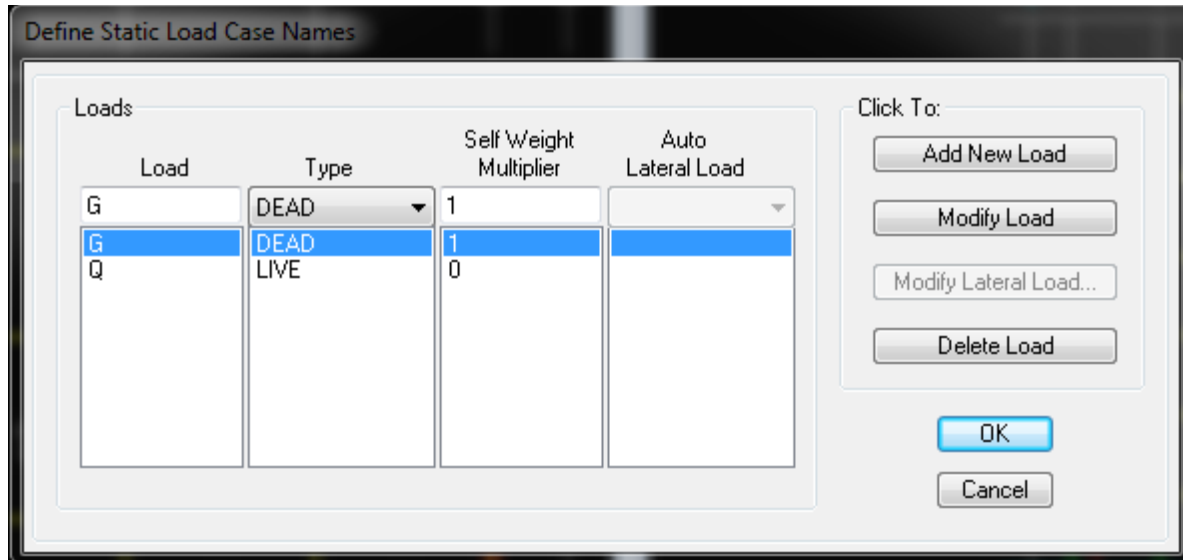
L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

**Define**  $\Rightarrow$  **Masse source**  $\Rightarrow$  **from loads**



#### 4. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur: *Define* ⇒ *Static Load Cases*



#### 5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

- Définir le spectre du RPA à partir de logiciel qui permet d'introduire les données sismiques qui sont :

-La zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

-Le groupe d'usage : 2 (bâtiments courant, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).

-Le coefficient de comportement R : Mixte portique/voile avec interaction (R=5).

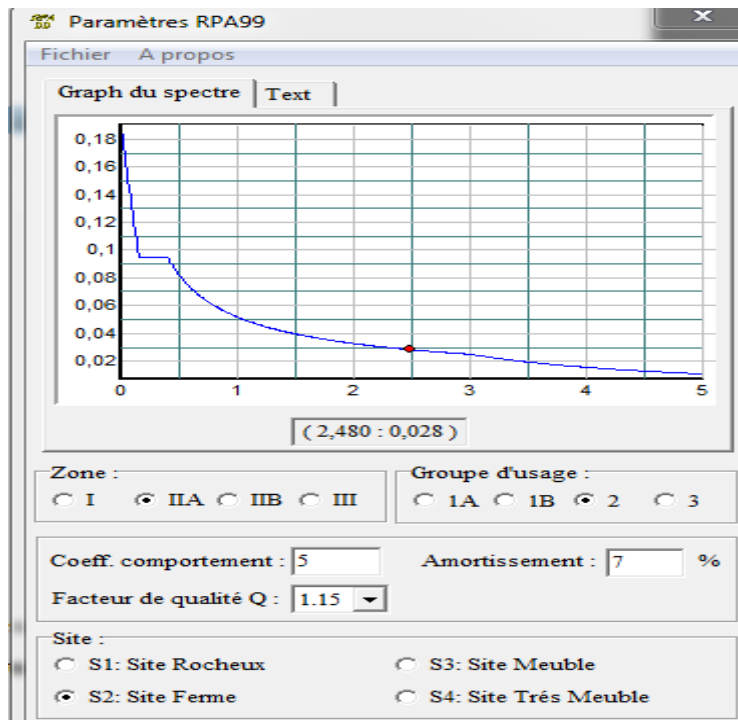
-Le coefficient d'amortissement

-Site : S2.

-Facteur de qualité (Q):  $Q=1+\Sigma Pq \Rightarrow Q=1.15$

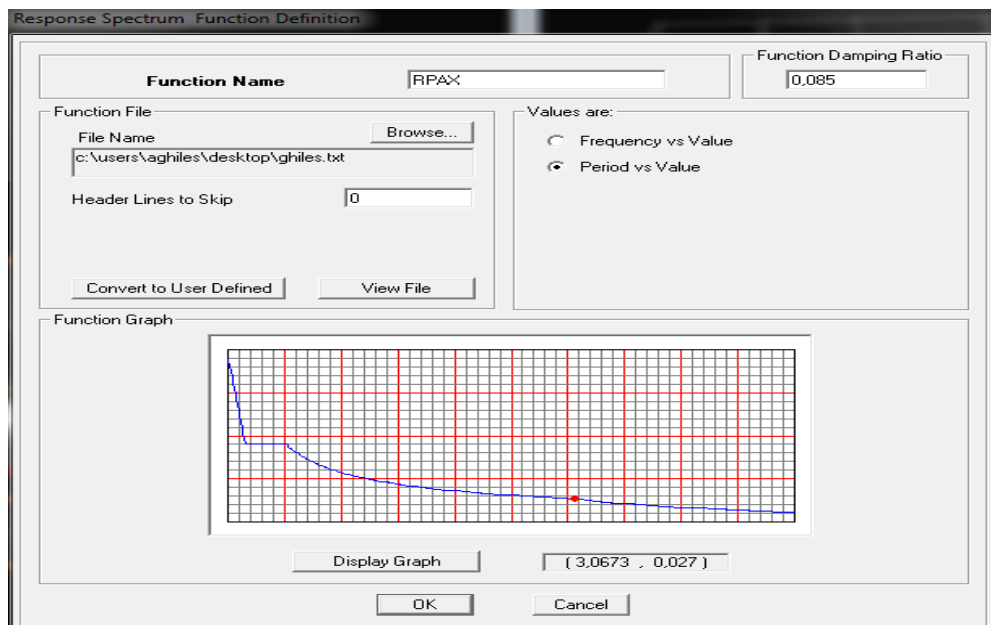
On ouvre le logiciel RPA.

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**



## 6. Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define Response Spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** E

Structural and Function Damping  
Damping 0.085

Modal Combination  
 CQC    SRSS    ABS    GMC  
 f1      f2  

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS   Orthogonal SF     
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAx	10.
U2	RPAy	10
UZ		


Excitation angle 0.

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05  
 Override Diaph. Eccen.

### 7. Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui

revient en cliquant sur : *Assign* ⇒ *Shell/Areas loads* ⇒ *uniform* 

### 8. Introduction des combinaisons d'actions :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

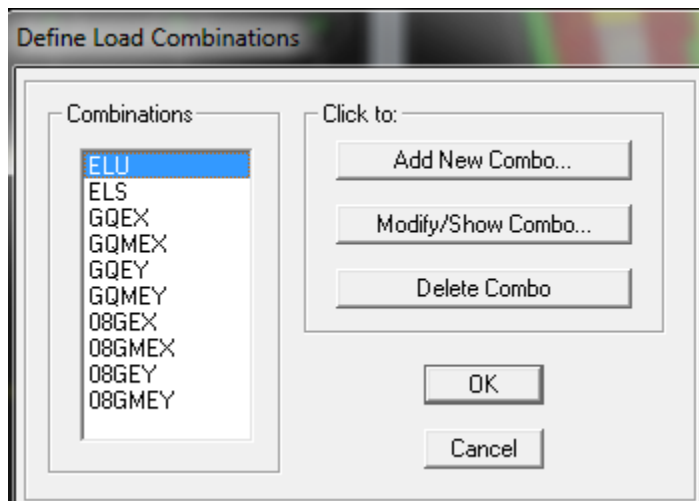
ELS :  $G + Q$

- **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE :  $G + Q \pm E$

08GE :  $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **Load**  
**Combinaisons** ⇒ **Add New Combo...**

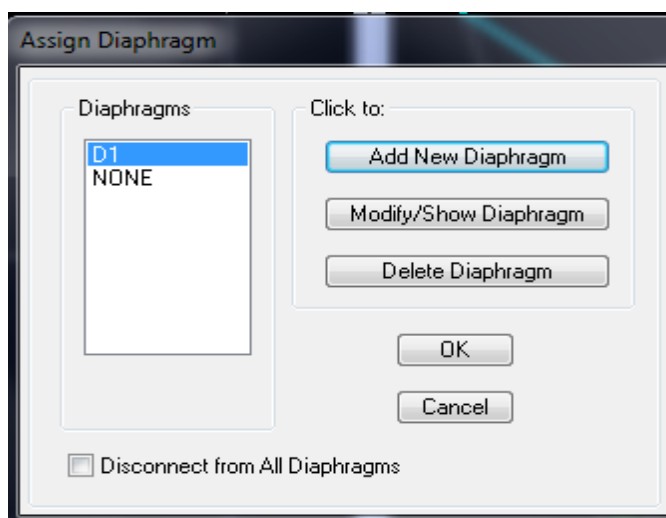


▪ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier niveau : *Assign* ⇒ *Joint/Point* ⇒ *Diaphragms* ⇒ *D1* ⇒ *OK*



Le 2ème niveau : *Assign* ⇒ *Joint/Point Diaphragms* ⇒ *Add New Diaphragm* ⇒ *D2* ⇒ *OK*

On suit la même procédure pour les autres étages.

## 9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : *Analyze Run Analysis*

**Extraire les résultats :** soit sous forme de tableaux soit directement à partir des interfaces graphiques.

## Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Alors en doit vérifier les conditions suivantes:

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. La flèche.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

### VI.1.Vérification de la période empirique T :

La valeur de la période donnée par ETABS vérifie la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{empirique} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \left| C_T \times h_N^{3/4} \right. \right\} = 0.718s, \text{ avec: } h_N = 34.91m, C_T = 0.05$$

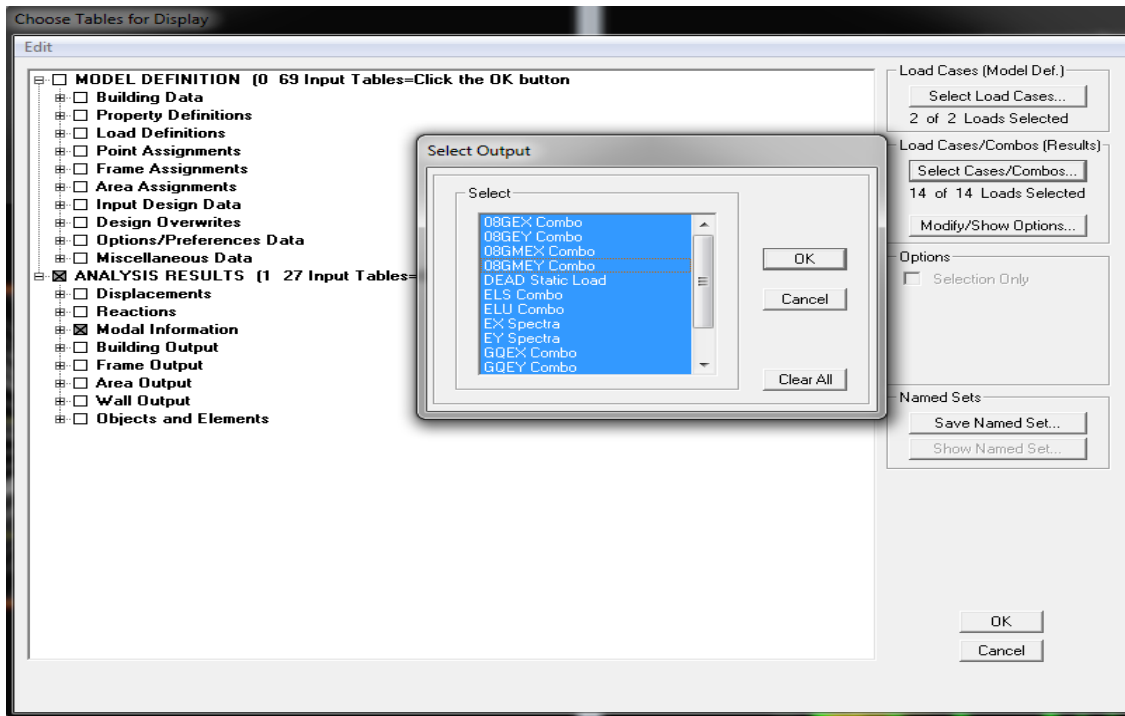
- Détermination de la période par ETABS.

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display.....show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS.....modal information**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,788221	62,9271	0,0002	0,0000	62,9271	0,0002	0,0000	0,000
2	0,707156	0,0001	61,6120	0,0000	62,9272	61,6122	0,0000	96,988
3	0,463342	0,3822	0,0035	0,0000	63,3095	61,6157	0,0000	0,005
4	0,201451	16,1937	0,0003	0,0000	79,5031	61,6160	0,0000	0,000
5	0,159339	0,0004	19,4492	0,0000	79,5035	81,0652	0,0000	2,385
6	0,107391	0,0002	0,0017	0,0000	79,5037	81,0669	0,0000	0,000
7	0,093488	4,9833	0,0001	0,0000	84,4870	81,0670	0,0000	0,000
8	0,076362	0,7751	0,0001	0,0000	85,2621	81,0671	0,0000	0,000
9	0,071104	0,0001	6,6514	0,0000	85,2622	87,7185	0,0000	0,413
10	0,056402	1,2793	0,0000	0,0000	86,5415	87,7185	0,0000	0,000
11	0,050350	1,0323	0,0002	0,0000	87,5738	87,7187	0,0000	0,000
12	0,049465	0,0001	1,1813	0,0000	87,5739	88,9000	0,0000	0,038
13	0,046980	0,1215	0,0017	0,0000	87,6955	88,9017	0,0000	0,000
14	0,039834	0,0001	2,3631	0,0000	87,6956	91,2648	0,0000	0,063
15	0,036106	1,1654	0,0001	0,0000	88,8610	91,2649	0,0000	0,000
16	0,029534	0,0699	0,0308	0,0000	88,9309	91,2957	0,0000	0,000
17	0,028718	0,0028	1,9147	0,0000	88,9337	93,2104	0,0000	0,033
18	0,027284	0,0220	0,0010	0,0000	89,7556	93,2114	0,0000	0,000

$T_{numérique} = 0.71 + (0.3 \times 0.718) = \mathbf{0.933}$  sec >  $T_{ETABS} = \mathbf{0.788}$  sec .....**Condition vérifiée.**

**VI.2.Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle  $n$  (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

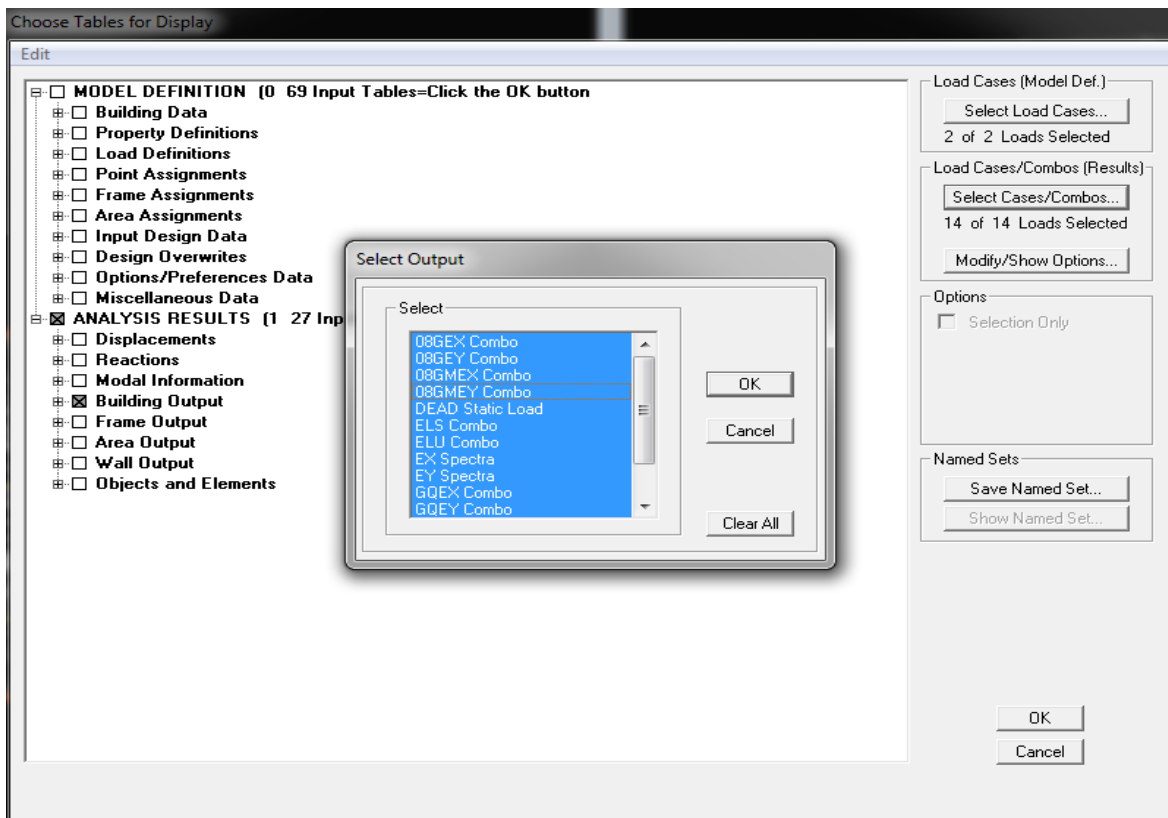
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display.....show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS.....building output**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...2 fois sur OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity									
Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SOUS SOL	D1	507,5046	507,5046	13,365	6,749	507,5046	507,5046	13,365
	RDC	D2	434,9244	434,9244	13,680	6,937	434,9244	434,9244	13,680
	ETAGE1	D3	395,8726	395,8726	13,361	7,015	395,8726	395,8726	13,361
	ETAGE2	D4	340,4266	340,4266	13,314	8,152	340,4266	340,4266	13,314
	ETAGE3	D5	340,4266	340,4266	13,314	8,152	340,4266	340,4266	13,314
	ETAGE4	D6	336,4482	336,4482	13,313	8,151	336,4482	336,4482	13,313
	ETAGE5	D7	333,1438	333,1438	13,311	8,150	333,1438	333,1438	13,311
	ETAGE6	D8	333,1438	333,1438	13,311	8,150	333,1438	333,1438	13,311
	ETAGE7	D9	329,6334	329,6334	13,310	8,149	329,6334	329,6334	13,310
	ETAGE8	D10	326,0854	326,0854	13,309	8,148	326,0854	326,0854	13,309
	ETAGE9	D11	302,8420	302,8420	13,352	8,043	302,8420	302,8420	13,352
	ETAGE10	D12	17,9241	17,9241	13,550	5,381	17,9241	17,9241	13,550
	ETAGE11	D13	21,4520	21,4520	13,550	5,500	21,4520	21,4520	13,550

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

étages	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly
SOUSSOL	13,37	6,749	13,37	6,423	-0,008	1,355	0,326	0,705
RDC	13,68	6,937	13,36	6,688	0,325	1,355	0,249	0,705
ETAGE1	13,36	7,015	13,35	7,15	0,014	1,355	-0,14	0,705
ETAGE2	13,31	8,152	13,34	7,621	-0,03	1,355	0,531	0,535
ETAGE3	13,31	8,152	13,34	8,003	-0,03	1,355	0,149	0,535
ETAGE4	13,31	8,151	13,35	8,303	-0,032	1,355	-0,15	0,535
ETAGE5	13,31	8,15	13,35	8,533	-0,035	1,355	-0,38	0,535
ETAGE6	13,31	8,15	13,35	8,714	-0,037	1,355	-0,56	0,535
ETAGE7	13,31	8,149	13,35	8,859	-0,039	1,355	-0,71	0,535
ETAGE8	13,31	8,148	13,35	8,974	-0,041	1,355	-0,83	0,535
ETAGE9	13,35	8,043	13,35	9,066	0,002	1,355	-1,02	0,535

#### Remarque :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

### VI.3.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Mode	Période	SumUX	SumUY
1	0,788221	62,9271	0,0002
2	0,707156	62,9272	61,6122
3	0,463342	63,3095	61,6157
4	0,201451	79,5031	61,616
5	0,159339	79,5035	81,0652
6	0,107391	79,5037	81,0669
7	0,093488	84,487	81,067
8	0,076362	85,2621	81,0671
9	0,071104	85,2622	87,7185
10	0,056402	86,5415	87,7185
11	0,05035	87,5738	87,7187
12	0,049465	87,5739	88,9
13	0,04698	87,6955	88,9017
14	0,039834	87,6956	91,2648
15	0,036106	88,861	91,2649
16	0,029534	88,9309	91,2957
17	0,028718	88,9337	93,2104
18	0,027284	89,7566	93,2114
19	0,022713	89,7568	95,6097
20	0,022057	90,5728	95,6105

La somme des masses modales dans le 20ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

**VI.4.Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{AxDxQ}{R} W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**.
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \text{ (formule 4.2 RPA99v 2003)} \\ 2.5 \eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T1= 0.15, T2 = 0.50 (RPA/Tableau 4-7)

$\eta$ : donné par la formule :

$$\eta = \frac{7}{2 + \xi} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{(Formule 4.3 RPA99v2003).}$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.3 RPA99v2003).

On prend :  $\xi(\%) = \frac{10+7}{2} = 8.5\% \dots\dots\dots$  donc :  $\eta = \frac{7}{2+0,85} = 0,816 \geq 0,7$

**T** : donnée par ETABS : **T=0.788 sec.**

On a :  $T_2 \leq T \leq 3.0s \dots\dots\dots 2.5 \eta(T_2/T)^{2/3}$

Donc :

**D = 2.5  $\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.49$**

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA 2003/Tableau 4.3**).  
**R= 5.**
- **Q** : facteur de qualité (**RPA/Art 5.7**)  
**Q = 1.15.**
- **W** : poids total de la structure, donné par **ETABS : 32240,05kN**  
**W=32240,05kN.**

**Résumé :**

facteurs	valeurs	Articles RPA99V2003
A	0,15	Tableau 4.1
Q	1,15	Tableau 4.4
R	5	Tableau 4.3
D	1,49	Formule4.2
W	32240.05kN	Donnée pas ETABS

**Donc :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.15}{5} 32240.05 = 1657,29 \text{ kN.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

On doit vérifier la condition suivante :  $V_{(x,y)}^{dynamique} > 80\% V_{(x,y)}^{statique}$

$$V_{(x)}^{dynamique} = 1940.73 \text{ kN} > 80\% V_{(x,y)}^{statique}$$

$$V_{(y)}^{dynamique} = 2054,65 \text{ kN} > 80\% V_{(x,y)}^{statique}$$

**VI.5.Vérification des déplacements relatifs :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [**RPA 2003/Art 5.10**].

D'après le RPA 99 (Art 4-4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

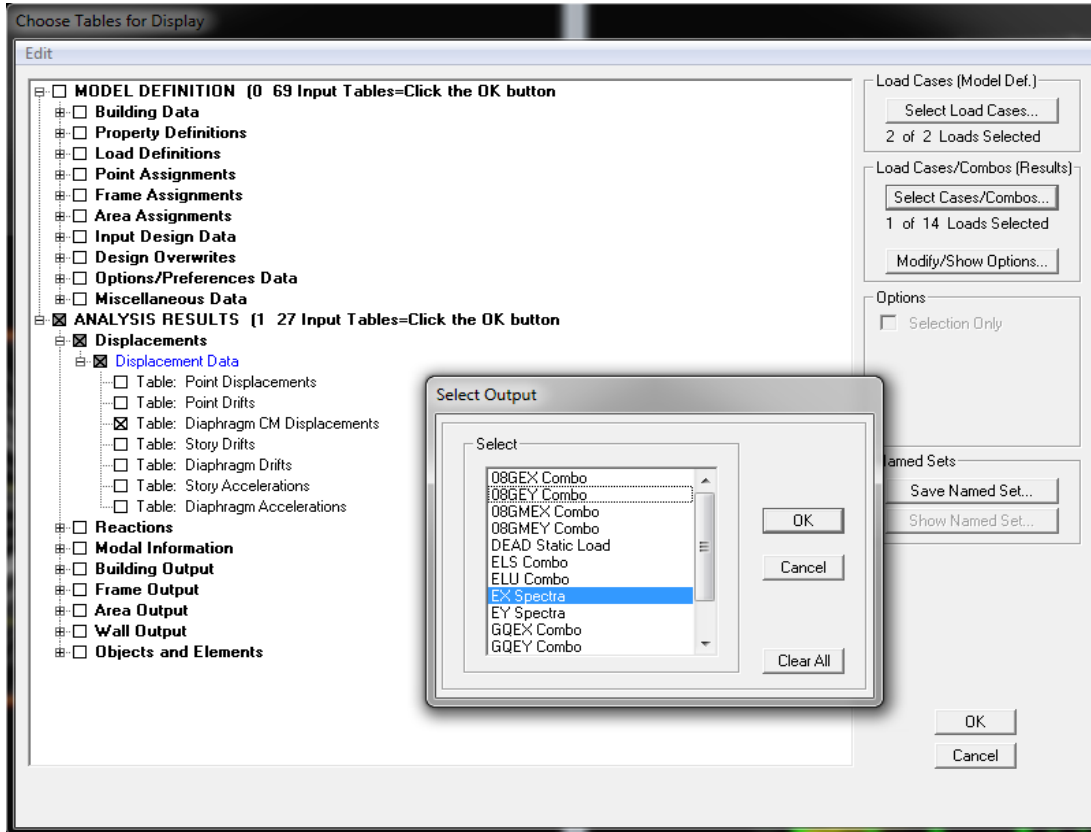
**$\delta_{ek}$**  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

▪ Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display.....show tables* Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :



*ANALYSIS RESULTS..... Displacement Data..... table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

*Select cases/combos... 2 fois sur OK* et les résultats s’afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE11	D13	EX	0,0176	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
ETAGE10	D12	EX	0,0171	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ETAGE9	D11	EX	0,0156	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ETAGE8	D10	EX	0,0141	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ETAGE7	D9	EX	0,0124	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ETAGE6	D8	EX	0,0107	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ETAGE5	D7	EX	0,0090	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ETAGE4	D6	EX	0,0072	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ETAGE3	D5	EX	0,0055	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETAGE2	D4	EX	0,0039	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ETAGE1	D3	EX	0,0025	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	D2	EX	0,0012	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
SOUS SOL	D1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

▪ Dans le sens transversal

De même pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

*Select cases/combos...2 fois sur OK.*

**Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions**

étages	diaphragmes	$\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1% he(m)	vérifications
ETAGE9	D11	0,0156	0,0136	0,0015	0,0015	0,03	CV
ETAGE8	D10	0,0141	0,0121	0,0017	0,0016	0,0306	CV
ETAGE7	D9	0,0124	0,0105	0,0017	0,0016	0,0306	CV
ETAGE6	D8	0,0107	0,0089	0,0017	0,0016	0,0306	CV
ETAGE5	D7	0,009	0,0073	0,0018	0,0015	0,0306	CV
ETAGE4	D6	0,0072	0,0058	0,0017	0,0015	0,0306	CV
ETAGE3	D5	0,0055	0,0043	0,0016	0,0013	0,0306	CV
ETAGE2	D4	0,0039	0,003	0,0014	0,0011	0,0306	CV
ETAGE1	D3	0,0025	0,0019	0,0013	0,0009	0,0306	CV
RDC	D2	0,0012	0,001	0,0011	0,0009	0,0408	CV
SOUS S	D1	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,03	CV

Avec :

$\delta kx$ : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\delta ky$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta Kx = \delta kxi - \delta kxi-1$ : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i ».

$\Delta Ky = \delta kyi - \delta kyi-1$ : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i ».

he : hauteur de l'étage considéré.

**Conclusion** : les déplacements inter-étages sont vérifiés.

#### V.6.Vérification du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier que le déplacement maximal de la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{ad} = ht / 500 = 34.91/500 = 0.069.$$

**Sous l'action Ex :**

$$\delta_{\max} = 0.02 \text{ m} < 0.069 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sous l'action Ey :**

$$\delta_{\max} = 0.02 \text{ m} < 0.069 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion** :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

#### VI.7.Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (RPA99/03.Art5.9) :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

Pk: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : hauteur de l'étage « k ».

niv	Pk	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta k$	Vk	Vk $\times$ hk	$\Theta$	$\Delta k$	Vk	Vk $\times$ hk	$\Theta$
11	1405,8	0,0015	420,15	1260,45	0,001	0,0015	468,89	1406,67	0,001
10	1417,1	0,0017	699,67	2140,9902	0,0011	0,0016	764,71	2340,0126	0,0009
9	1479,4	0,0017	924,4	2828,664	0,0008	0,0016	999,39	3058,1334	0,0007
8	1479,4	0,0017	1116,33	3415,9698	0,0007	0,0016	1199,94	3671,8164	0,0006
7	1479,4	0,0018	1281,28	3920,7168	0,0006	0,0015	1374,75	4206,735	0,0005
6	1550,8	0,0017	1424,16	4357,9296	0,0006	0,0015	1524,11	4663,7766	0,0004
5	1550,8	0,0016	1547,26	4734,6156	0,0005	0,0013	1649,7	5048,082	0,0003
4	1550,8	0,0014	1650,18	5049,5508	0,0004	0,0011	1754,1	5367,546	0,0003
3	1849,0	0,0013	1747,42	5347,1052	0,0004	0,0009	1857,1	5682,726	0,0002
2	2400,6	0,0011	1828,24	8080,8208	0,0003	0,0009	1952,65	8630,713	0,0002
1	3041,5	0,0001	1964,39	5893,17	0,0001	0,0001	2037,34	6112,02	0,0001

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0.1$ .

### Conclusion :

Toutes les vérifications aux exigences de RPA sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

**Introduction :**

Après l'analyse, nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux principaux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Situation	béton			Acier		
	$\gamma_b$	fc28 (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

**VII.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux**

**VII.1 Ferrailage des poteaux**

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

Zone 1 : du sous sol au premier étage.....[Poteaux (50.50)]

Zone 2 : du deuxième au quatrième étage..... [Poteaux (45.45)]

Zone 3 : du cinquième au septième étage..... [Poteaux (40.40)]

Zone 4 : du huitième au neuvième étage..... [Poteaux (35.35)]

**Un poteau** est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal  $N_{max}$  .....Moment correspondant  $M_{cor}$
- Moment maximal  $M_{max}$ ..... Effort normal correspondant  $N_{cor}$
- Effort normal minimal  $N_{min}$  .....Moment correspondant  $M_{cor}$

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- A l'ELU →  $1,35G + 1,5Q$
- A l'ELS →  $G + Q$
- RPA99/03 →  $G + Q + E$
- RPA99/03 →  $0.8G \pm E$

VII.1.1 Recommandation du RPA 99/Version 2003

a-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal A <sub>min</sub> =0.8% b h (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement A <sub>max</sub> =6% b h	Zone courante A <sub>max</sub> =4% b h
(50.50)	20	150	100
(45.45)	16.2	121.5	81
(40.40)	12.8	96	64
(35.35)	9.8	73.5	49

VII.2. Sections d'acier recommandées par RPA

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- En zone IIa : La longueur minimale des recouvrements est de **40  $\phi_L^{min}$** .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A<sub>t</sub> : Section d'armature transversale

V<sub>u</sub>: Effort tranchant de calcul

h<sub>1</sub> : Hauteur totale de la section brute

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f<sub>e</sub>= 400Mpa.

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2.5 \text{ si } \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec  $\lambda_g$  est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \quad l_f = 0.7l_0$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau et  $l_0$  hauteur du poteau.

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

**En zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} (10\phi_L^{min}, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

**En zone courante :**

$$St \leq 15 \phi_L^{min} \text{ en zone IIa}$$

Avec :  $\phi_L^{min}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale en  $\frac{A_t}{bxs_t}$  % est donnée comme suit:

$$0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \Rightarrow \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

### **VII.1.2 Méthode de calcul d'armatures longitudinales à l'ELU**

**Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

**a. Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent :

1<sup>er</sup> cas :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} ; A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5 \cdot h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

**b. Section partiellement comprimée : (SPC)**

Une section est partiellement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) ; M_f : \text{Moment fictif.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée. (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée. (SDA)

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} ; \Delta M = M_f - M_r$$

Finalement la section réelle d'armature est :  $A_s' = A_1'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### c. Section entièrement tendue :(SET)

$$A_1 = \frac{N \times a}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

### VII.1.3 Ferraillage des poteaux :

					COM	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
Zone 1 50x50	N max	2863,75	M cor	-1,501	ELU	0	0	SEC
	N min	839,62	M cor	0,95	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	1007,71	M max	51,67	G+Q± E	0	0	SEC
Zone 2 45x45	N max	2006,24	M cor	-2,998	ELU	0	0	SEC
	N min	380,62	M cor	0,698	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	828,28	M max	-68,482	G+Q± E	0	0	SEC
Zone 3 40x40	N max	1237,31	M cor	-5,179	ELU	0	0	SEC
	N min	100,94	M cor	0,342	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	399,28	M max	-68,973	G+Q± E	0	0	SEC
Zone 4 35x35	N max	532,47	M cor	0,755	ELU	0	0	SEC
	N min	60,28	M cor	6,293	G+Q± E	0	0	SEC
	N cor	129,74	M max	-61,338	ELU	0	4.26	SPC

VII.3 Ferrailage des poteaux selon M3 (sens transversal).



					COM	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	OBS
Zone 1 50x50	N max	2863,75	M cor	-4,798	ELU	0	0	SEC
	N min	839,62	M cor	16,613	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	2214,08	M max	105.133	ELU	0	0	SEC
Zone 2 45x45	N max	2006,24	M cor	56,021	ELU	0	0	SEC
	N min	380,62	M cor	9,594	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	1071,01	M max	-74,147	G+Q± E	0	0	SEC
Zone 3 40x40	N max	1237,31	M cor	40,958	ELU	0	0	SEC
	N min	100,94	M cor	4,66	0,8 G ± E	0	0	SEC
	N cor	567,37	M max	-74,641	G+Q± E	0	0	SEC
Zone 4 35x35	N max	532,47	M cor	-48,144	ELU	0	0	SEC
	N min	60,28	M cor	6,293	G+Q± E	0	0	SEC
	N cor	124,13	M max	67,628	ELU	0	5.04	SPC

**VII.4 Ferraillage des poteaux selon M2 (sens longitudinales).**

**NB :** les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Sections des poteaux	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
(50x50)	20	20.36	4Ø16+Ø14
(45x45)	16.2	16.84	4Ø14+8Ø12
(40x40)	12.8	13.57	12Ø12
(35x35)	9.8	10.81	4Ø12+8Ø10

**VII.5 Choix des armatures longitudinales.**

**VII.1.4 Vérification à l'ELU :**

- **Armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

**- Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être au moins égal à :  $\phi_t = \frac{1}{3}\phi_l^{max}$

Avec :  $\phi_l^{max}$ : C'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 20 = 6.66\text{mm} \dots \text{soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

**-Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{max}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} = \min\{18\text{cm}; 40\text{cm}; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

avec a: la petite dimension du poteau

**Soit St = 15 cm**

**En zone nodale :**

$$St \leq \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm}) = \min(12\text{cm}, 15\text{cm}) = 12\text{cm} \dots \text{on prend } St = 10\text{cm}.$$

**En zone courante :**

$$St \leq 15 \phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \dots \text{on prend } St = 15\text{cm}$$

**-Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

Si:  $\lambda_g \geq 5$  At min = 0, 3% St × b

Si:  $\lambda_g < 3$  At min = 0, 8% St × b

Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  interpoler entre les deux valeurs précédentes.

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

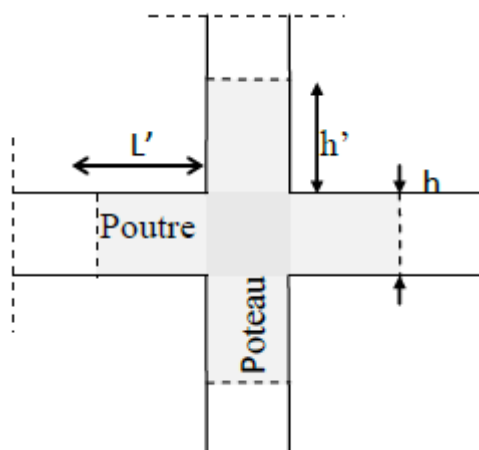
$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, l_f = 0.7h_e$$

$$\lambda_g = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

		50x50	45x45	40x40	35x35
$V_u$ (kN)		66.96	49.88	50.62	58.67
$\lambda_g$		6.188	4.76	5.335	6.12
$\rho$		2.5	3.75	2.5	2.5
$A_{min}$	Zone nodale	1.5	1.62	1.2	1.05
	Zone courante	2.25	2.43	1.8	1.57
$A_{calculé\ RPA}$	Zone nodale	0.09	0.15	0.10	0.12
	Zone courante	0.14	0.23	0.15	0.18
$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )		3.14			
Choix		<b>4HA10</b>			

Tableau VII.8 Choix des armatures transversales

Délimitation de la zone nodale :



**Poteaux du RDC :**

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{397}{6}; 50\text{cm}; 50\text{cm}; 60\text{cm}\right\} = 66.16\text{cm}.$$

$$L'=2h=2 \times 45=90 \text{ cm}$$

**Poteaux d'étages courants :**

$$\max\left\{\frac{261}{6}; 50\text{cm}; 50\text{cm}; 60\text{cm}\right\} = 60\text{cm}.$$

$$L'=2h=2 \times 45=90 \text{ cm}$$

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres

$h$  : hauteur de la poutre.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	$T_u$ (kN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	OBS
50x50	66.96	50	47	6.188	0.075	0.28	1.875	Cv
45x45	49.88	45	42	4.76	0.04	0.26	1	Cv
40x40	50.62	40	37	5.335	0.075	0.34	1.875	Cv
35x35	58.67	35	32	6.12	0.075	0.52	1.875	Cv

**Tableau VII.9 Vérification de l'effort tranchant**

VII.1.5 Vérification à l'ELS :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La section d'armatures doit vérifiée la condition suivante :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

Suivant 3-3 :

zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
50x50	2074,73	1,097	0,05287435	7,0043616	20.36
	44,1	2,456	5,569161	14,3575597	
	1214,72	17,168	1,41332982	7,78284503	
45x45	1456,66	2,176	0,14938283	5,67820762	16.84
	154,86	0,118	0,07619786	5,64590388	
	759,06	26,988	3,55545016	8,42277494	
40x40	898,54	3,755	0,41790015	4,56488927	13.57
	54,48	0,83	1,52349486	5,14200214	
	365,22	31,917	8,73911615	7,63847245	
35x35	388,98	0,526	0,13522546	3,37231209	10.81
	19,7	2,247	11,4060914	0,77748359	
	124,75	30,213	24,2188377	0,71384928	

**Suivant 2-2 :**

zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
50x50	2074,73	3,371	0,16247897	7,05788548	20.36
	44,1	19,346	43,8684807	1,81385765	
	1607,04	74,943	4,66341846	11,76947	
45x45	1456,66	40,523	2,78191205	7,47050863	16.84
	154,86	0,346	0,22342761	5,71152851	
	587,65	46,641	7,93686718	1,52810421	
40x40	898,54	29,856	3,32272353	6,85573364	13.57
	54,48	8,167	14,9908223	0,40459143	
	282,96	47,077	16,6373339	0,03607404	
35x35	388,98	34,894	8,97064116	2,4778558	10.81
	19,7	5,559	28,2182741	0,82838025	
	90,97	49,195	54,0782676	1,10976802	

D'après les résultats trouvés dans les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car Aadoptée > Amin

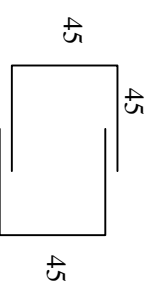
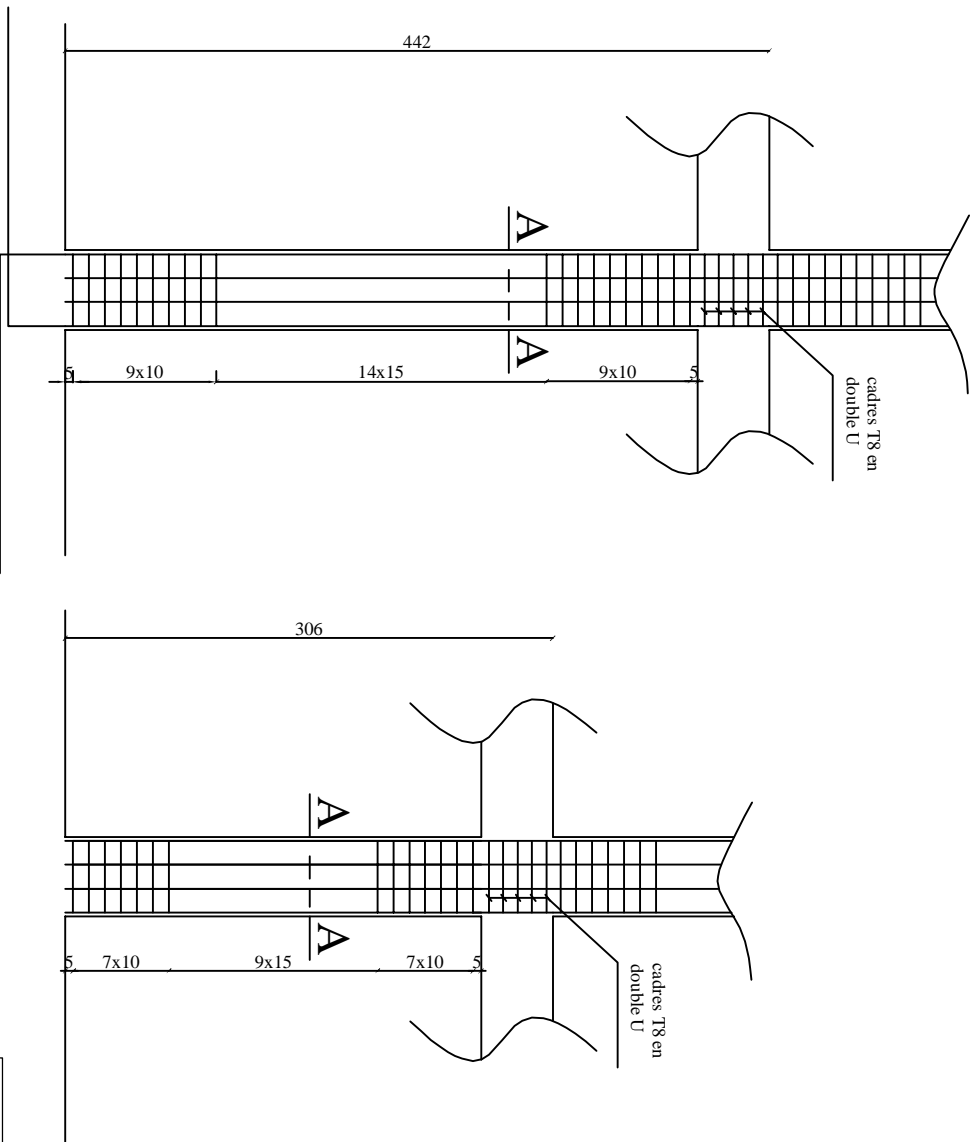
▪ **Etat limite de compression du béton :**

zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	h/6 (cm)	nature	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{bsinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
50x50	2074,73	1,097	0,05	8,33	SEC	6.69	6.62	15	100.3	99.4	348
	44,1	2,456	5,56	8,33	SEC	0.22	0.07	15	3.11	1.13	348
	1214,72	17,168	1,41	8,33	SEC	4.42	3.37	15	65.3	51.5	348
45x45	1456,66	2,176	0,14	7,5	SEC	5.75	5.57	15	86	83.7	348
	154,86	0,118	0,07	7,5	SEC	0.61	0.6	15	9.08	8.96	348
	759,06	26,988	3,55	7,5	SEC	4.05	1.85	15	58.5	29.9	348
40x40	898,54	3,755	0,41	6,66	SEC	4.66	4.21	15	69.4	63.7	348
	54,48	0,83	1,52	6,66	SEC	0.32	0.22	15	4.66	3.4	348
	365,22	31,917	8,73	6,66	SPC	3.7	0	15	51.3	-2.8	348
35x35	388,98	0,526	0,13	5,83	SEC	2.57	2.47	15	38.4	37.2	348
	19,7	2,247	11,40	5,83	SPC	0.34	0	15	4.56	-1.05	348
	124,75	30,213	24,21	5,83	SPC	4.07	0	15	50.6	-50.6	348

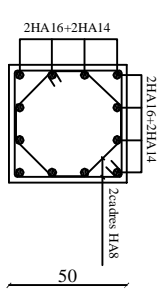
**VII.10 Vérification des contraintes à l'ELS suivant 3-3**

Zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	h/6 (cm)	nature	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{bsinf}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
50x50	2074,73	3,371	0,16	8,33	SEC	6.76	6.55	15	101.2	98.5	348
	44,1	19,346	43,86	8,33	SPC	0.84	0	15	11	-13.1	348
	1607,04	74,943	4,66	8,33	SEC	7.44	2.87	15	107.5	47.1	348
45x45	1456,66	40,523	2,78	7,5	SEC	7.31	4	15	106.4	63.3	348
	154,86	0,346	0,22	7,5	SEC	0.62	0.59	15	9.2	8.84	348
	587,65	46,641	7,93	7,5	SPC	4.19	0.38	15	59	9.47	348
40x40	898,54	29,856	3,32	6,66	SEC	6.21	2.66	15	89.2	43.9	348
	54,48	8,167	14,99	6,66	SPC	0.79	0	15	10.6	-3.67	348
	282,96	47,077	16,63	6,66	SPC	4.46	0	15	59.3	-26.5	348
35x35	388,98	34,894	8,97	5,83	SPC	5.74	0	15	77.7	-3.28	348
	19,7	5,559	28,21	5,83	SPC	0.74	0	15	9.03	-10.4	348
	90,97	49,97	54,07	5,83	SPC	6.22	0	15	72.7	-126.2	348

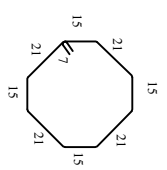
VII.11 Vérification des contraintes à l'ELS suivant 2-2



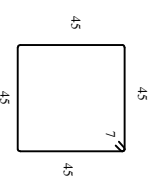
CADRE EN U  
L=1.35m



Coupe A-A

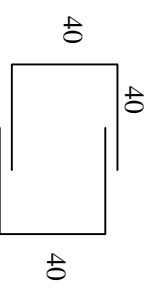
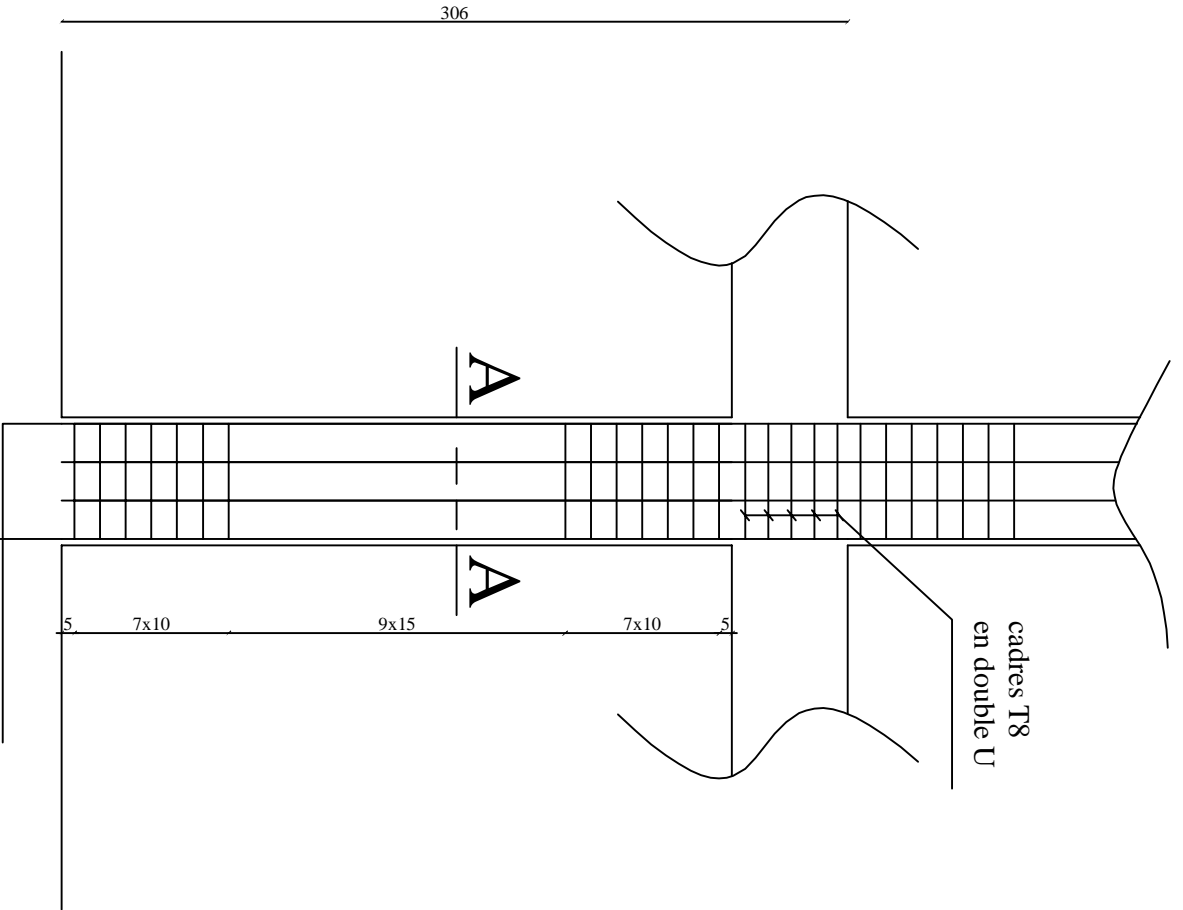


CADRE  
L=1.58m

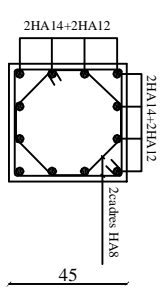


CADRE  
L=1.94m

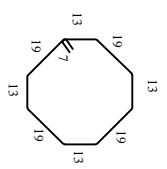
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poteaux	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		ZONE I	
		Echelle 2015	



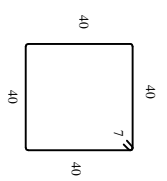
CADRE EN U  
L=1.20m



Coupe A-A

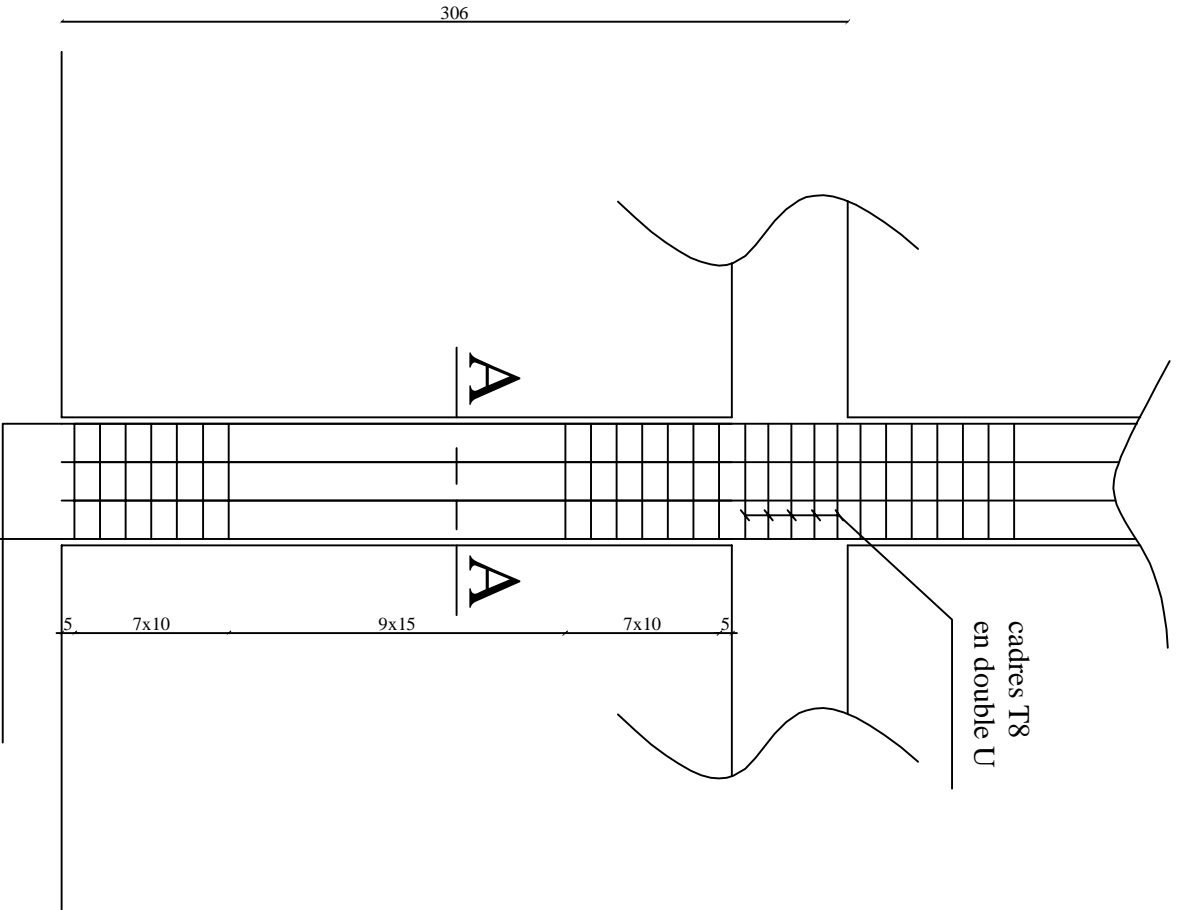


CADRE  
L=1.42m

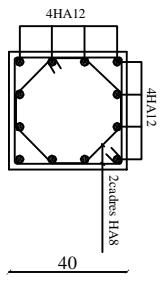


CADRE  
L=1.74m

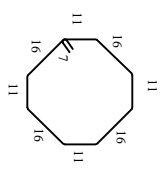
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poteaux	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		ZONE II	
		Echelle 2015	



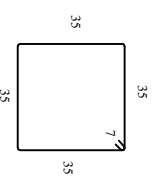
CADRE EN U  
L=1.05m



Coupe A-A

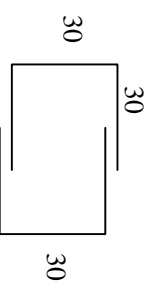
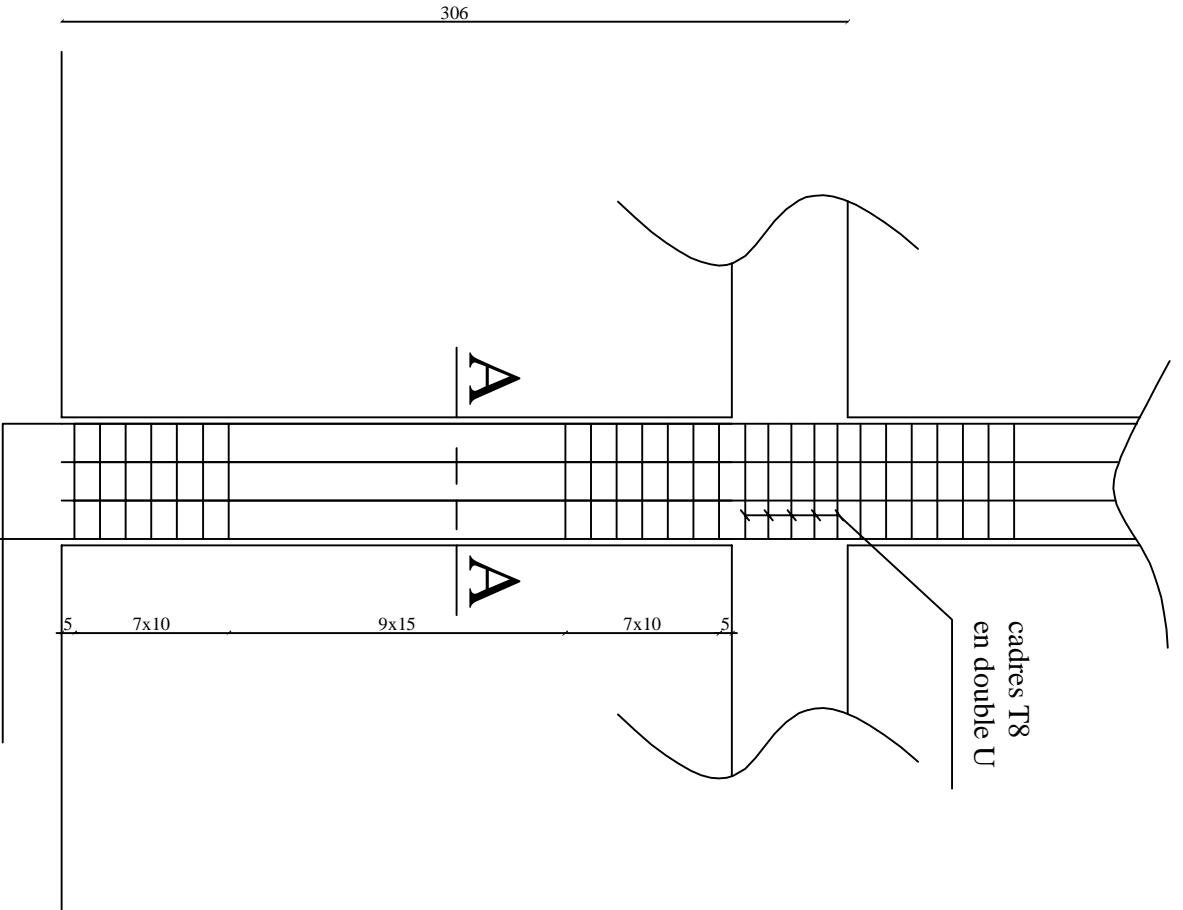


CADRE  
L=1.22m

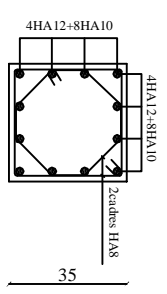


CADRE  
L=1.54m

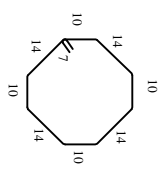
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poteaux	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		ZONE III	
		Echelle 2015	



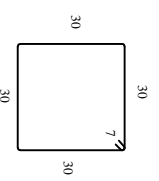
CADRE EN U  
L=0,90m



Coupe A-A



CADRE  
L=1,10m



CADRE  
L=1,34m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poteaux	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI		ZONE IV	
		Echelle 2015	

**VII.2 Ferrailage des poutres :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple pour les sollicitations maximales données par les combinaisons suivantes :

- ELU :  $1.35G+1.5Q$
- RPA99/03 :  $0.8G \pm E ; G+Q \pm E$

Puis on procédera à une vérification à l'ELS.

**VII.2.1 Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres : (Art.7.5.2.1)**

**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\varnothing$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. On rappelle que les poutres principales sont dans le sens x-x et les poutres secondaires dans le sens y-y.

	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\%b \times h(\text{cm}^2)$	Pourcentage maximal ( $\text{cm}^2$ )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
<b>Poutres principales (30x45)</b>	6.75	81	54
<b>Poutres secondaires (30x40)</b>	6	72	48

**VII.12 Tableau récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

**a) Armatures transversales :**

- La quantité des armatures transversales minimales est donnée par (Art 7.5.2.2/BAEL)

$$A_t=0.003 \times S_t \times b$$

- Espacement maximal des armatures transversales : (Art A.5.1.22/ BAEL)

-En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum est :

**(h/4 ; 12φ)**

-En dehors de la zone nodale : **St ≤ h/2.**

Avec :

∅ : c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : espacement maximal entre les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII.2.2 Calcul du ferraillage :

**Armatures longitudinales :** Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \quad (\text{situation durable})$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 18.47 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1.15 \quad (\text{situation accidentelle})$$

- Si :  $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Si :  $\mu_b \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

$$\text{On doit calculer} \quad M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :  $M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M$  : Moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

**Armatures transversales :**

Diamètre des aciers transversaux (BAEL91 ; A7.2.12).

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

Pourcentage minimal d'armatures  $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$ .

Espacement max  $S_T \leq \min (0.9d ; 40\text{cm} ; 15\phi'_L)$ .

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

poutres principales									
Zone		M	b	h	obs	A	comb	ferraillage	A adoptée
		(kN.m)	(cm)	(cm)		(cm <sup>2</sup> )			(cm <sup>2</sup> )
<b>(I)</b>	En travée	71,819	30	45	SSA	4.42	G+Q±E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	112.069	30	45	SSA	7.04	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
<b>(II)</b>	En travée	58.363	30	45	SSA	3.57	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	103.6	30	45	SSA	6.48	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
<b>(III)</b>	En travée	62.308	30	45	SSA	3.82	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	110.888	30	45	SSA	6.96	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
<b>(IV)</b>	En travée	64.927	30	45	SSA	3.98	G+Q ±E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	115.385	30	45	SSA	7.26	G+Q ±E	3HA12+3HA14	8.01

**Ferraillage des poutres principales.**

Poutres secondaires									
Zone		M (kN.m)	b (cm)	h (cm)	obs	A (cm <sup>2</sup> )	comb	ferraillage	A adopté (cm <sup>2</sup> )
(I)	En travée	97.229	30	40	SSA	6.99	G+Q±E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	97.955	30	40	SSA	7.04	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
(II)	En travée	108.12	30	40	SSA	7.83	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	109.089	30	40	SSA	7.9	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
(III)	En travée	101.587	30	40	SSA	7.32	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	102.718	30	40	SSA	7.41	G+Q± E	3HA12+3HA14	8.01
(IV)	En travée	81.538	30	40	SSA	5.8	G+Q ±E	3HA12+3HA14	8.01
	Aux appuis	92.419	30	40	SSA	6.62	G+Q ±E	3HA12+3HA14	8.01

Ferraillage des poutres secondaire.

VII.2.3 Vérifications à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91)

On doit vérifier que :

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

Poutres principales :  $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \leq A_{adopté}$

Poutres secondaires :  $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \leq A_{adopté}$

**2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL91/Art A.5.1) :**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_u$  : Effort tranchant max à l'ELU.

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

✓ Pour les poutres principales :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{181.21 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.43 \text{ MPa}$

✓ Pour les poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{87.21 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.78 \text{ MPa}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Donc les contraintes sont vérifiées.}$$

**3) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur les armatures (BAEL91 modifiés 99 Art A.5.1, 32)**

Lorsque, au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil

d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égal à :  $(T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

$$\text{Donc la section d'armatures inférieures : } A \geq (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1.15}{\sigma_s}$$

✓ Pour les poutres principales :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 181.21 - \frac{115.385}{0.9 \times 0.42} = -124.04 < 0$

✓ Pour les poutres secondaires :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 78.21 - \frac{109.089}{0.9 \times 0.37} = -249.38 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**-Influence sur le béton (BAEL91 modifiés 99 Art A.5.1, 313)**

On doit vérifier que :

$$T_U \leq \bar{T}_U = 0.4 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales :  $\bar{T}_U = 756 \text{ kN} > T_U = 181.21 \text{ kN}$ .

Poutres secondaires :  $\bar{T}_U = 666 \text{ kN} > T_U = 78.21 \text{ kN}$ .

**4) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier – béton :****(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} \quad \text{Avec} \quad \sum u : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

✓ Poutres principales :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{181.21 \times 1000}{0.9 \times 420 \times 263.76} = 1.81 \text{ MPa.}$$

✓ Poutres secondaires :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{78.21 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 0.89 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

**5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour  $\phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ Pour  $\phi 12$  :  $l_s = 42.32 \text{ cm}$ Les règles du (BAEL 91.Art.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à  $0.4l_s$  pour les aciers H.A.Pour  $\phi 14$  :  $l_a = 19.75 \text{ cm}$ Pour  $\phi 12$  :  $l_a = 16.92 \text{ cm}$ **VII.2.4 Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre des armatures transversales (BAEL 91/ A.7.2.12) est :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{h} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{30 ; 12.85 ; 12\text{mm}\}$$

 $\phi_L$  : Le plus petit diamètre dans le sens longitudinalSoit  $\phi_t = 8\text{mm}$ 

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier.  $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ .

- **Espacement minimal entre les cadres : Selon le RPA 2003(Art 7.5.2.2)**

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi_1\right)$

Poutres principales de  $(30 \times 45)\text{ cm}^2$  :  $S_t \leq 11,25\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t=10\text{cm}$ .

Poutres secondaires de  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$  :  $S_t \leq 10\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t=8\text{cm}$ .

**Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales de  $(30 \times 45)\text{ cm}^2$  :  $S_t \leq 22.5\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t=15\text{cm}$ .

Poutres secondaires de  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$  :  $S_t \leq 20\text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t=15\text{cm}$ .

**Selon le BAEL91 (Art A.5.1, 22)**

$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

Poutres principales :  $S_t \leq 37.8\text{cm}$

Poutres secondaire :  $S_t \leq 33.3\text{cm}$

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

- **Délimitation de la zone nodale :**

$L'=2\text{ h}$

Avec  $h$  : hauteur de la poutre.

**Poutres principales :**  $L'=2 \times 45=90\text{ cm}$

**Poutres secondaire :**  $L'=2 \times 40=80\text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**NB :** Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

**VI.2.5 Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \quad \text{avec : } \rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K$ .

La contrainte dans l'acier est 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec : A: armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

		$M_s$ (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	K	$\beta_1$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs.
<b>pp</b>	En travée	99.251	8.01	0.633	27.73	0.883	334.1 1	12.04	15	cv
	Aux appuis	70.484	8.01	0.633	27.73	0.883	237.2 7	8.55	15	cv
<b>PS</b>	En travée	43.821	8.01	0.719	25.65	0.877	168.5 9	6.57	15	cv
	Aux appuis	50.923	8.01	0.719	25.65	0.877	195.9 2	7.63	15	cv

**VII.13 Vérification du ferraillage des poutres principales et poutres secondaires à l'ELS**

▪ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens. (BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1),

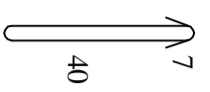
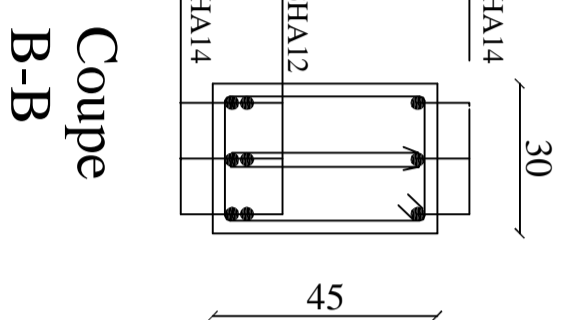
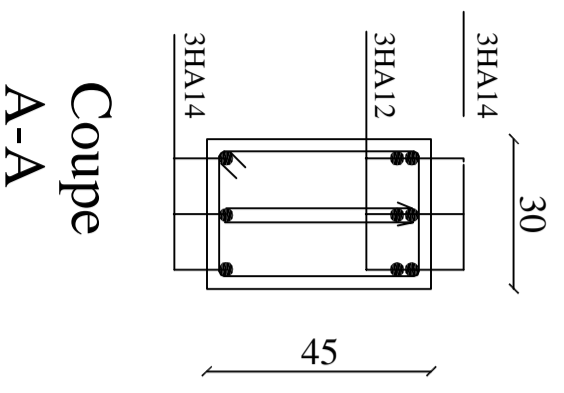
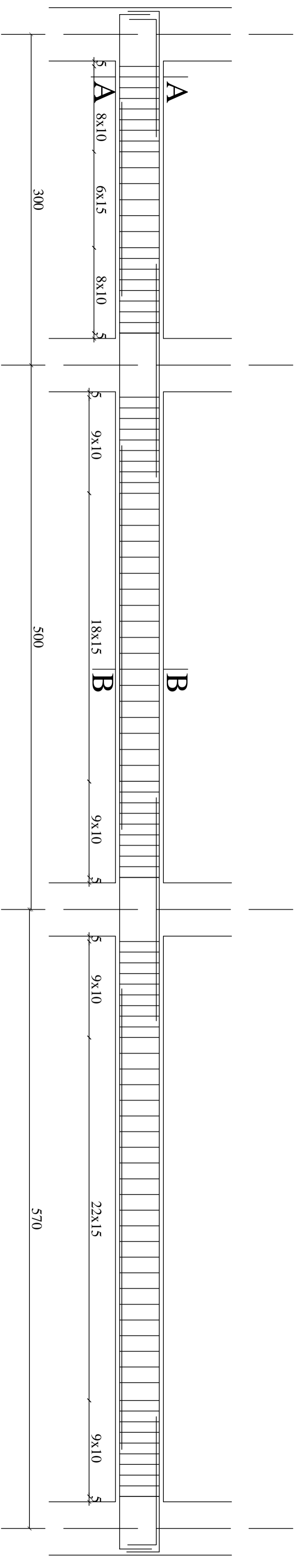
$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Poutres principales :

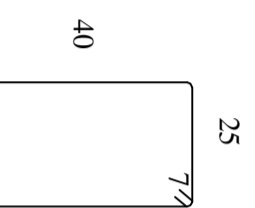
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1.14cm > 0.206cm(ETabs)$$

Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.90cm > 0.034cm(ETabs)$$

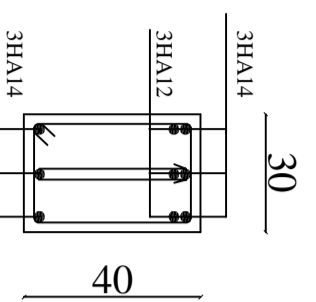
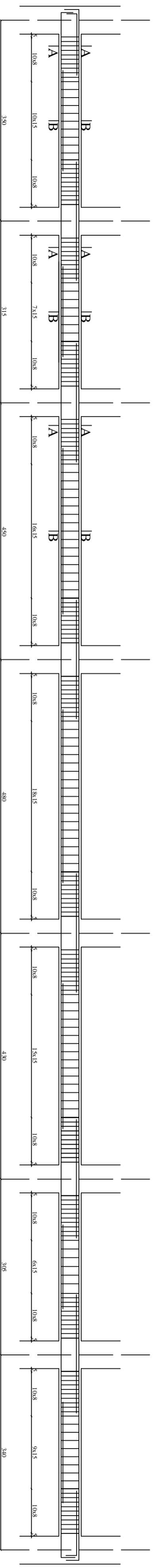


Cadre L=94cm

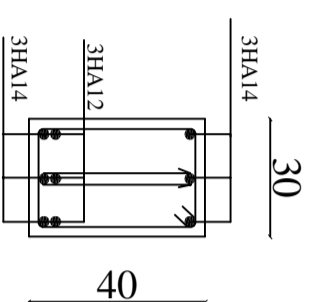


Cadre L=144cm

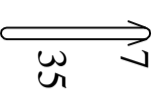
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poutres principales	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI			
		Echelle	
		2015	



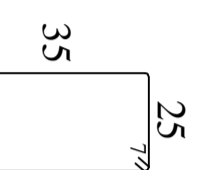
Coupe  
A-A



Coupe  
B-B



Cadre  
L=84cm



Cadre  
L=134cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage des poutres secondaires	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI			
		Echelle	
		2015	

**VII.3 Ferraillage des voiles :**

Le voile est un élément structural principal faisant partie du système de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanentes et charges d'exploitation) et des forces horizontales (séismes).

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant donc leurs ferraillages seront calculés en flexion composée. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : sous-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II: 2<sup>ème</sup> , 3<sup>ème</sup> , 4<sup>ème</sup> , 5<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 6<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> , 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

**Les combinaisons de charges :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA révisé 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

**VII.3.1 Ferraillage des voiles :**

Le ferraillage des voiles se fera par la méthode de la RDM pour des bandes de largeur (d).

**Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

**NB :** Dans notre cas le digramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule

suivante :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$  (Art -7-7-4. RPA 99)

Avec  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

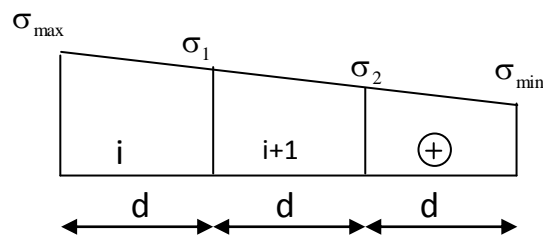
$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

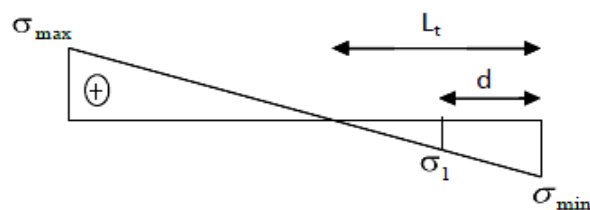


Avec : (e) épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée :**

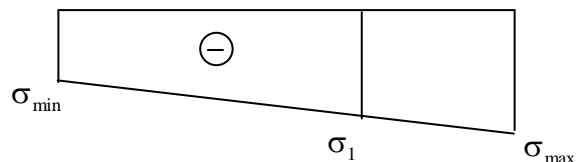
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**1) Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{2\%}}$$

Avec : B : section du voile

$\sigma_{2\%}$  : Contrainte de l'acier à 2 % = 348 MPa.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{10\%}}$$

$\sigma_{10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{2\%}}$$

$\sigma_{2\%}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

## 2) Armatures minimales :

- **Compression du béton :( Art A.8.1, 2 BAEL91/99) :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{avec } B : \text{section du béton comprimée}$$

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_c}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

## 3) Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

➤ Globalement dans la section du voile 15 %.

➤ En zone courantes 0.10 %.

## 4) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**5) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**6) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 L \cdot V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**7) Potelet (art 7.7.4.1/RPA 99 révisé 2003) :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure à **4HA10**.

**8) Espacement :**

D'après l'art (7.7.4.3 du RPA révisé 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec (e) est l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

**9) Longueur de recouvrement :**

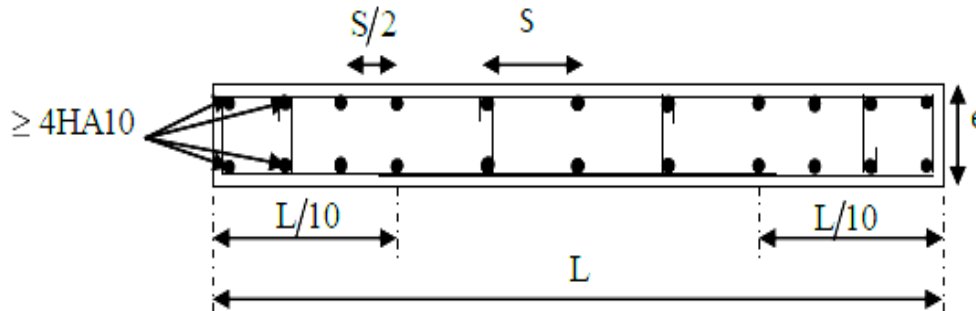
Elles doivent être égales à :

➤  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

➤ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**10) Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



**VII.3.2 : Vérification à l'ELS :**

**1) Vérification de la contrainte dans le béton :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15Mpa.

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec  $N_s$ : Effort normal appliqué

$B$ : Section du béton

$A$ : Section d'armatures adoptée

**2) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**D'après le (RPA99 révisé 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \quad (2003 \text{ Art } 7.7.2)$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec  $b$ : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$ : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$ : Hauteur totale de la section brute

D'après le (BAEL 91) : (Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### VII.3.3 : Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 5.40 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m.}$$

$$\sigma_{max} = 3186.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -6375.4 \text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée.

**La longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = \frac{3186.7}{3186.7 + 6375.4} \times 5.40 = 1.80 \text{ m.}$$

**La longueur de la partie tendue :**

$$L_t = L - L_c = 5.4 - 1.8 = 3.60 \text{ m.}$$

**Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$\text{Avec: } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

Soit un tronçon  $d = L_t / 2 = 1.80 \text{ m.}$

**Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = 3187.7 \text{ kN/m}^2.$$

**Détermination des efforts normaux :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 1721.54 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = 573.84 \text{ kN}$$

**Calcul des armatures :**▪ **Armatures verticales :**

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1721.54}{40} = 43.04 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{573.84}{40} = 14.35 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures minimales par bande:**

$$B \cdot d \cdot e = 1.8 \times 0.2 = 0.36 \text{ m}^2.$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ 0.2\% \times B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right\} = 18.9 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 983.2}{40} = 37.85 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armatures verticales totales :**

$$A_{v1} = A_1 + \frac{A_{vj}}{4} = 43.04 + \frac{37.85}{4} = 52.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_2 + \frac{A_{vj}}{4} = 14.35 + \frac{37.85}{4} = 14.35 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = 14.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0.15\% B = 7.98 \text{ cm}^2$$

Soit 13 HA12 = 14,70 cm<sup>2</sup> avec St=20cm.

▪ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

**Vérification des contraintes de cisaillement :**▪ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{983.2 \times 10}{20 \times 0.9 \times 540} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 983.2 \times 10}{20 \times 0.9 \times 540} = 1.416 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 1.416 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{3410,2 \times 10^1}{20 \times 540 + 15 \times (52,50 + 14,35)} = 2,8 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,8 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,4	5,45	5,5	5,55		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	1,08	1,09	1,1	1,11		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3186,7	2274,5	1340,1	2250,5		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6375,4	-4720,3	-2587,2	-2763,4		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	983,2	844,6	624,3	329,9		
	L <sub>t</sub> (m)	3,60	3,68	3,62	3,06		
	L <sub>c</sub> (m)	1,80	1,77	1,88	2,49		
	d (m)	1,800	1,839	1,812	1,529		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3187,700	2360,150	1293,600	1381,700		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1721,54	1302,03	703,06	633,97	
		N <sub>2</sub>	573,846	434,011	234,352	211,322	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	43,04	32,55	17,58	15,85	
		A <sub>v2</sub>	14,35	10,85	5,86	5,28	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		37,85	32,52	24,04	12,70	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	52,50	40,68	23,59	19,02	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14,35	18,98	11,87	5,28	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,90	19,31	19,02	16,06	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	56,3	44,23	24,63	22,62	
		Bande 2	21,55	20,36	22,62	18,1	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x14HA16	2x11HA16	2x8HA14	2x10HA12
			Bande 2	2x5HA16	2x9HA12	2x10HA12	2x8HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	15cm	15cm	15cm	15cm	
		Bande 2	25cm	25cm	30cm	30cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			7,98	7,98	7,98	7,98	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			14,08	11,06	6,16	5,66	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			13HA12	13HA12	13HA10	13HA10	
ep =20cm		(A=14.70cm <sup>2</sup> )	(A=14.70cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>					
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,012	0,861	0,631	0,330	
		$\tau_b$ (MPa)	1,416	1,205	0,883	0,462	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3410,2	2688,3	1693,2	671,9	
$\sigma_b$ (MPa)		2,8E+00	2,3E+00	1,4E+00	5,7E-01		

VII.14 Tableau récapitulatif de Ferrailage des voiles VT1

Zones		Zone IV	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,4	4,45	4,5	4,55	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,88	0,89	0,9	0,91	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1862,37	997,7	355	1394,4	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6354,8	-4692,9	-2574,9	-2069,3	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	767,7	579,8	380,7	175,9	
	L <sub>t</sub> (m)	3,40	3,67	3,95	2,72	
	L <sub>c</sub> (m)	1,00	0,78	0,55	1,83	
	d (m)	1,701	1,835	1,977	1,359	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3177,400	2346,450	1287,450	1034,650	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1621,79	1291,65	763,73	421,87
		N <sub>2</sub>	540,598	430,551	254,578	140,624
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>40,54</b>	<b>32,29</b>	<b>19,09</b>	<b>10,55</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>13,51</b>	<b>10,76</b>	<b>6,36</b>	<b>3,52</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		29,56	22,32	14,66	6,77
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>47,93</b>	<b>37,87</b>	<b>22,76</b>	<b>12,24</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>13,51</b>	<b>16,34</b>	<b>10,03</b>	<b>3,52</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,86	19,27	20,76	14,27
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>48,25</b>	<b>40,21</b>	<b>24,13</b>	<b>18,47</b>
		Bande 2	<b>18,47</b>	<b>20,11</b>	<b>22,62</b>	<b>17,28</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	<b>2x12HA16</b>	<b>2x10HA16</b>	<b>2x6HA16</b>	<b>2x6HA14</b>
		Bande 2	<b>2x6HA14</b>	<b>2x7HA14</b>	<b>2x10HA12</b>	<b>2x11HA10</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	13cm	15cm	15cm	15cm
		Bande 2	20cm	20cm	25cm	25cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,98	7,98	7,98	7,98
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		12,06	10,05	6,03	4,62
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>13HA12</b>	<b>13HA10</b>	<b>13HA10</b>	<b>13HA10</b>
ep =20cm		(A=14,70cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,969	0,724	0,470	0,215
		$\tau_b$ (MPa)	1,357	1,013	0,658	0,301
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4639,3	3323,9	2174	984,5
$\sigma_b$ (MPa)		<b>4,7E+00</b>	<b>3,4E+00</b>	<b>2,2E+00</b>	<b>1,0E+00</b>	

VII.15 Tableau récapitulatif de Ferrailage du voile VL1

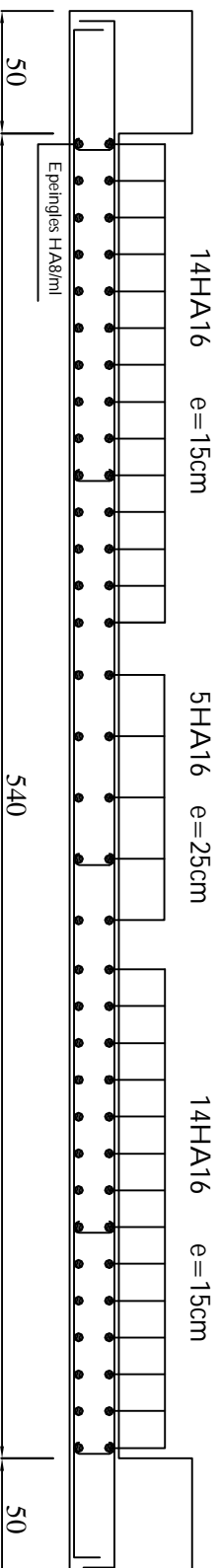
	VL2	Zones	Zone IV	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques		L (m)	0,9	0,95	1	1,05	
		e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
		B (m)	0,18	0,19	0,2	0,21	
Sollicitations de calcul		$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2207,2	1552,2	2446,7	5140,4	
		$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5381,9	-4915,3	-4477,3	-5000,5	
		Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
		V <sub>u</sub> (kN)	167	111,6	97,3	99,8	
		L <sub>t</sub> (m)	0,64	0,72	0,65	0,52	
		L <sub>c</sub> (m)	0,26	0,23	0,35	0,53	
		d (m)	0,319	0,361	0,323	0,259	
		$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2690,950	2457,650	2238,650	2500,250	
	N (kN)		N <sub>1</sub>	257,62	266,16	217,14	194,18
			N <sub>2</sub>	85,874	88,721	72,379	64,726
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>v1</sub>	<b>6,44</b>	<b>6,65</b>	<b>5,43</b>	<b>4,85</b>
			A <sub>v2</sub>	<b>2,15</b>	<b>2,22</b>	<b>1,81</b>	<b>1,62</b>
			A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,43	4,30	3,75	3,84
	A (cm <sup>2</sup> )		A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8,05</b>	<b>7,73</b>	<b>6,36</b>	<b>5,82</b>
			A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2,15</b>	<b>3,29</b>	<b>2,75</b>	<b>1,62</b>
			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,35	3,79	3,39	2,72
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		Bande1	<b>9,24</b>	<b>9,24</b>	<b>6,79</b>	<b>6,16</b>
Bande 2			<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>4,71</b>	<b>4,71</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	<b>2x3HA14</b>	<b>2x3HA14</b>	<b>2x3HA12</b>	<b>2x2HA14</b>	
		Bande 2	<b>2x2HA12</b>	<b>2x2HA12</b>	<b>2x3HA10</b>	<b>2x3HA10</b>	
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	20cm	
			A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande	7,98	7,98	7,98	7,98
			A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	2,31	2,31	1,70	1,54
			Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	<b>13HA10</b>	<b>13HA10</b>	<b>13HA10</b>	<b>13HA10</b>
		ep =20cm	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,031	0,653	0,541	0,528	
		$\tau_b$ (MPa)	1,443	0,914	0,757	0,739	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1360	1028,5	643,9	253,7	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>6,8E+00</b>	<b>4,9E+00</b>	<b>3,0E+00</b>	<b>1,1E+00</b>		

VII.16 Tableau récapitulatif de Ferrailage des voiles VL2

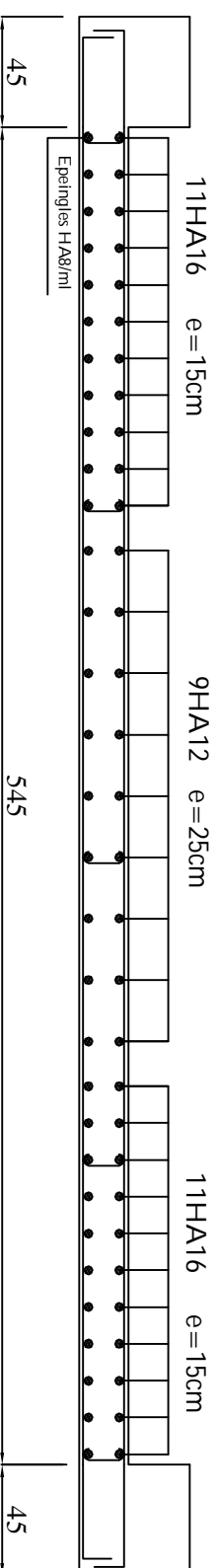
VL3 Zones		Zone IV	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,8	0,85	0,9	0,95	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,16	0,17	0,18	0,19	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	343,6	537,8	1953,6	4448,5	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3420,8	-3150	-3126	-4208,2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	165,7	141,34	132,3	160,4	
	L <sub>t</sub> (m)	0,73	0,73	0,55	0,46	
	L <sub>c</sub> (m)	0,07	0,12	0,35	0,49	
	d (m)	0,363	0,363	0,277	0,231	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1710,400	1575,000	1563,000	2104,100	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	186,51	171,53	129,85	145,76
		N <sub>2</sub>	62,171	57,176	43,284	48,585
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	4,66	4,29	3,25	3,64
		A <sub>v2</sub>	1,55	1,43	1,08	1,21
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,38	5,44	5,09	6,18
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,26	5,65	4,52	5,19
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,55	2,79	2,36	1,21
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,82	3,81	2,91	2,42
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	8,04	6,16	6,16	6,16
Bande 2		4,52	4,52	3,14	3,14	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA14
		Bande 2	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA10	2x2HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	25cm	25cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,98	7,98	7,98	7,98
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,01	1,54	1,13	1,54
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
ep =20cm		(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	(A=10,21cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,151	0,924	0,817	0,938
		$\tau_b$ (MPa)	1,611	1,293	1,143	1,313
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1496,3	1052,3	665,6	266
$\sigma_b$ (MPa)		8,4E+00	5,7E+00	3,5E+00	1,3E+00	

VII.17 Tableau récapitulatif de Ferrailage des voiles VL3

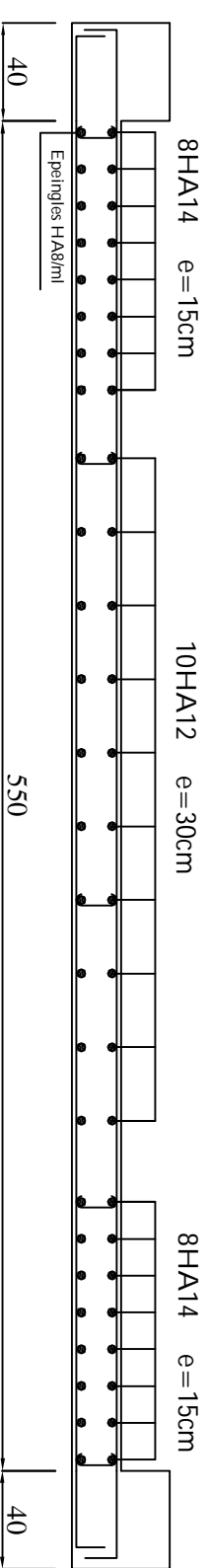
# VT1



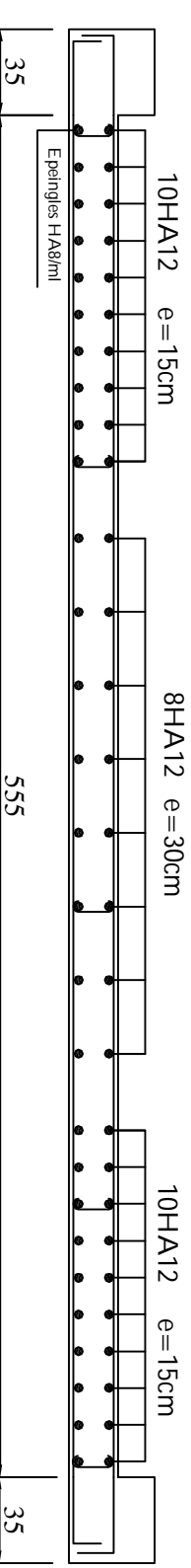
ZONE 1



ZONE 2

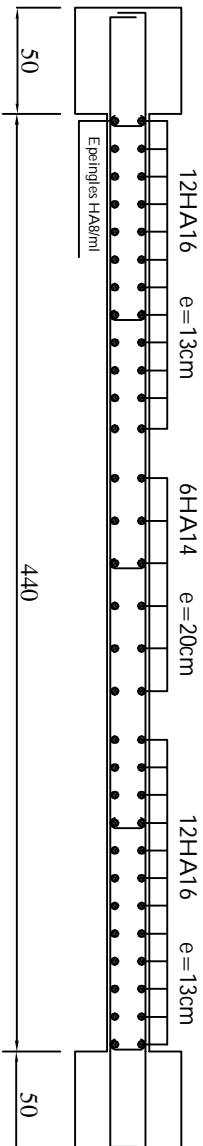


ZONE 3

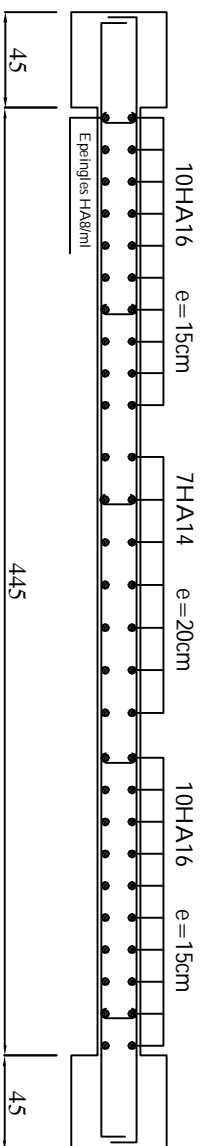


ZONE 4

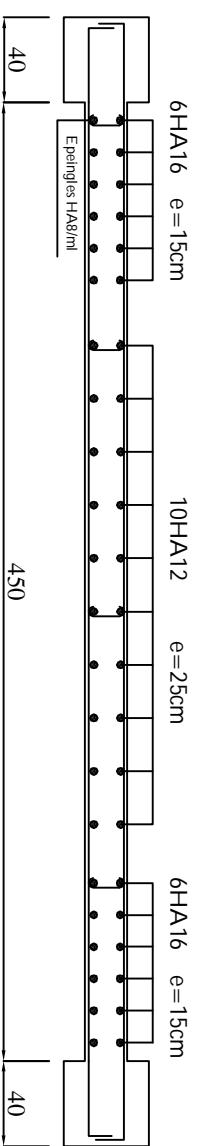
# VLI



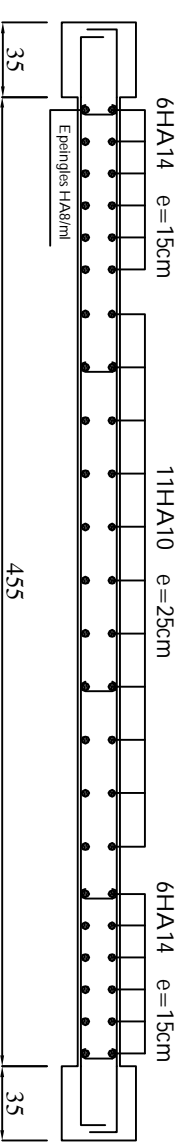
ZONE 1



ZONE 2

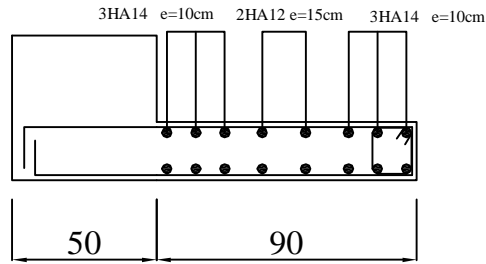


ZONE 3

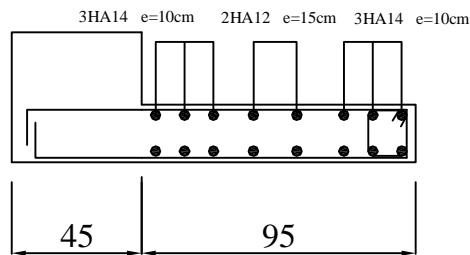


ZONE 4

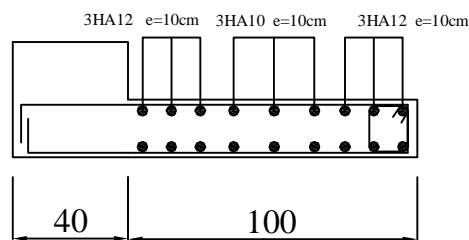
# VL2



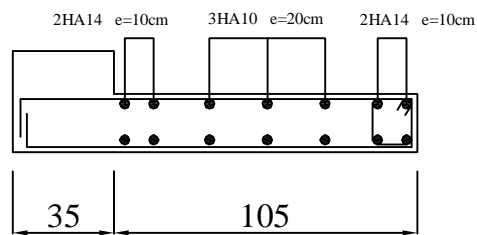
ZONE 1



ZONE 2

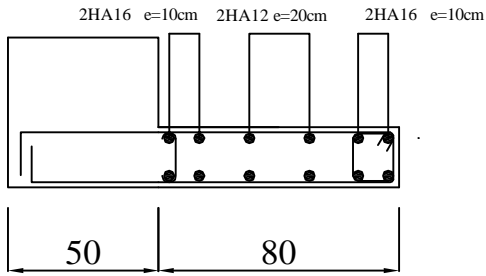


ZONE 3

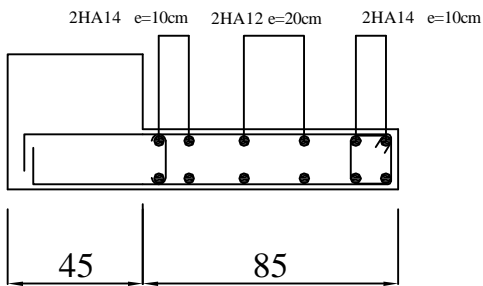


ZONE 4

# VL3

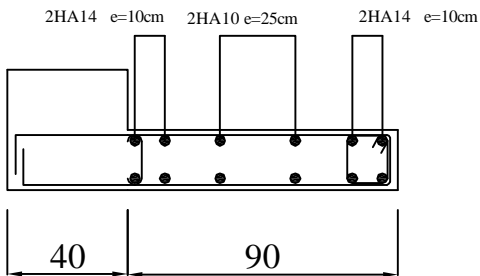


ZONE 1

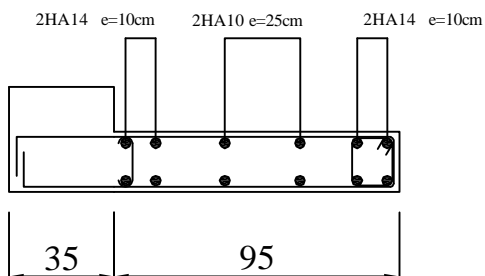


//

ZONE 2



ZONE 3



ZONE 4

**Introduction :**

Afin de retenir le sol du talus, on prévoit un voile périphérique qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

**VIII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure ou égale 15 cm.

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

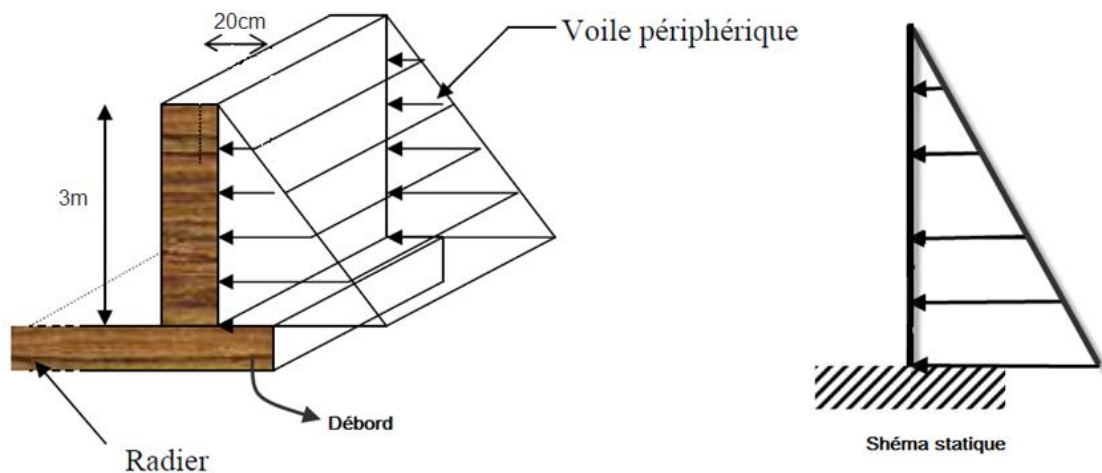
**Caractéristiques du sol :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10\text{kN/m}^2$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 18\text{kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $c=0$

**Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte Verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 0,5$$

**VIII.2 Calcul des sollicitations :**

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

Pour  $h=0\text{m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 1,5 \times 10 = 7,5\text{kN/m}^2$ .

Pour  $h=3\text{m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0,5(1,35 \times 18 \times 3 + 1,5 \times 10) = 43,95\text{kN/m}^2$ .

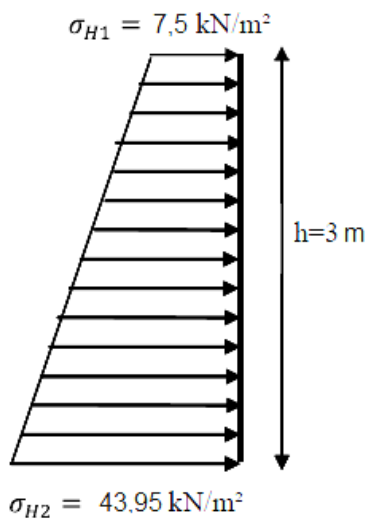
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(q + \gamma \times h)$$

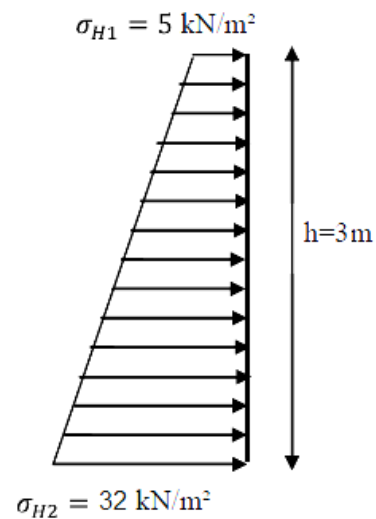
Pour  $h=0\text{m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5\text{kN/m}^2$ .

Pour  $h=3\text{m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0,5(10 + 18 \times 3) = 32\text{kN/m}^2$ .

**VIII.2.1 Diagramme des contraintes :**



**ELU**



**ELS**

**VIII.2.2 Charge moyenne:**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **ELU:**  $q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 43,95 + 7,5}{4} = 34,83\text{kN/ml}$ .
- **ELS:**  $q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32 + 5}{4} = 25,25\text{kN/ml}$ .

**VIII.3 Ferrailage du voile périphérique :**☞ **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

☞ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée  $0.75M$
- Moment d'encastrement sur les grands coté :  
 $0.3M$  (appuis de rive).  
 $0.5M$  (autres appuis)

☞ **Identification des panneaux :**

**$L_x=3\text{m}$  ;  $L_y=5\text{m}$ .**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5} = 0,6 > 0,4$ .....le panneau travaille dans les deux sens.

▪ **ELU :**

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0812 \times 34,83 \times 3^2 = 25,45 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,305 \times 25,45 = 7,76 \text{ kN.m}$$

**Correction des moments :****Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_x = 0,5 \times 25,45 = 12,72 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \times 25,45 = 19,08 \text{ kN.m}$$

**Sens y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_y = 0,5 \times 7,76 = 3,88 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 7,76 = 5,82 \text{ kN.m}$$

▪ **ELS :**

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot Lx^2 = 0,0861 \times 25,25 \times 3^2 = 19,56 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,476 \times 19,56 = 9,31 \text{ kN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5M_x = 0,5 \times 19,56 = 9,78 \text{ kN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \times 19,56 = 14,67 \text{ kN.m}$

**Sens y-y :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5M_y = 0,5 \times 9,31 = 4,65 \text{ kN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 9,31 = 6,98 \text{ kN.m}$

☞ **Calcul des sections d'armatures :**

Sens	Zone	Mu (kN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	section	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
x-x	Appuis	12,72	0,030	0,392	SSA	0,985	2,18	2	5,56	5HA12
	travée	19,08	0,046	0,392	SSA	0,976	3,30	2	5,56	5HA12
y-y	Appuis	3,88	0,010	0,392	SSA	0,995	0,65	2	5,56	5HA12
	travée	5,82	0,014	0,392	SSA	0,993	1	2	5,56	5HA12

**VIII.1 Ferrailage du voile périphérique**

**VIII.4 Vérification à l'ELU :**

▪ **Section minimale :**

**Selon le RPA99/2003**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**Selon le BAEL 91/99(Condition de non fragilité)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

Au appuis :  $A_{\text{adopté}} = 5HA12 = 5.56 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

En travées :  $A_{\text{adopté}} = 5HA12 = 5.56 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

▪ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**VIII.5 Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

**Dans les aciers :**

**Il faut vérifier que :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

**Dans le béton :**

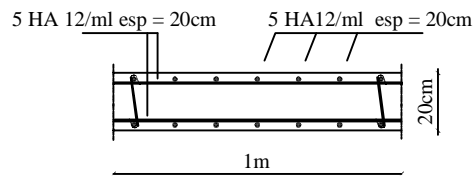
**Il faut vérifier que :**  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K}$$

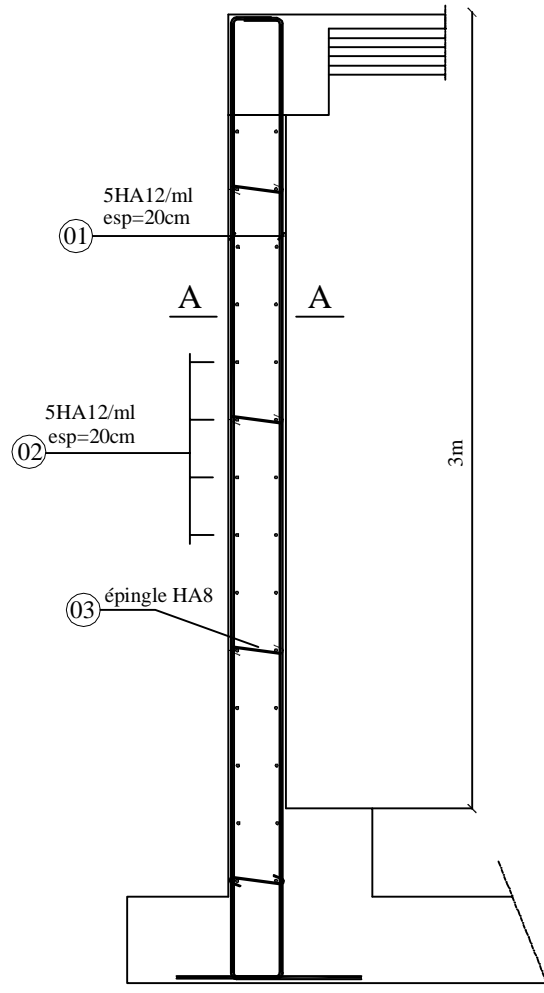
Sens	Zone	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$M_s$ KN.m	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	OBS
x-x	Appuis	5.56	9.78	0.327	0.911	41.18	113.57	201.63	2.75	15	OK
	travée	5.56	14.67	0.327	0.911	41.18	170.36	201.63	4.13	15	OK
y-y	Appuis	5.56	4.65	0.327	0.911	41.18	54	201.63	1.31	15	OK
	travée	5.56	6.98	0.327	0.911	41.18	81.06	201.63	1.96	15	OK

**VIII.2 Vérification des contraintes a L'ELS**





Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par:  
Mr AZZOUN AGHILES  
Mr AMRANE LOUNES

Plan de Ferrailage  
du voile périphérique

Echelle

Dirigé par:  
MADAME AKMOUSSI

2015

**IX-Introduction**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts Apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa Fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

**IX.1- Etude du sol de fondation**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

**IX.2-Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la super structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;

▪ **Supposant des semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  (max) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Vue que notre structure comporte des voiles, l'option des semelles isolés est a écartée.

▪ **Semelles filantes :**

**Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

$\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol (  $\sigma_{sol} = 2.0 \text{ bar} = 200 \text{ kn.m}^2 = 0.2 \text{ Mpa}$  )

**B** : Largeur de la semelle

**L** : longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IX-1 Surface de semelles filantes sous voiles yy :**

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	3410.18	5.7	2.99	17.043
VL2	3372.32	5.7	2.95	16.81
				33.85

Tableau IX-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	4639.26	4.80	4.83	23.18
VL2D	410.76	1.25	1.64	2.05
VL2G	426.45	1.4	1.52	2.128
VL3D	1041.83	1.03	5.05	5.20
VL3D'	1495.54	1.03	7.25	7.46
VL3G	1115.52	1.25	4.46	5.57
VL3G'	1496.31	1.25	5.98	7.47
VL4D	1359.78	1.25	5.43	6.78
VL4G	1312.44	1.40	4.68	6.55
				66.39

$$S_v = \sum S_i = 66.39 \text{m}^2$$

Avec :

$S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

#### Semelles filantes sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux :

poteaux	Ni (kN)	Ni TOTAL	Mi (kN.m)	M tot kN.m	e <sub>i</sub> (m)	Ni e <sub>i</sub>
A	1343.37	12397.72	-3.023	5.52	-13.35	-17933.98
B	1086.46		2.207		-9.85	-10701.63
C	1457.77		-0.942		-6.70	-9767.05
D	2322.45		-0.452		-2.20	-5109.39
E	2316.83		1.045		2.6	6023.75
F	1395.8		-12.123		6.9	9631.02
G	1088.49		3.215		9.95	10830.47
H	1386.55		15.594		13.35	18510.44
						<b>1483.62</b>

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.12 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26.7}{6} = 4.45 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{12397.72}{26.7} \times \left(1 - \frac{0.72}{26.7}\right) = 451.81 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{12397.72}{26.7} \times \left(1 + \frac{0.36}{26.7}\right) = 470.59 \text{ kN/m}^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{470.59}{200} = 2.35 \text{ m}$$

On prend  $B = 2.5 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S = 2.5 \times 26.7 = 66.75 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 66.75 \times 4 + 66.39 = 333.39 \text{ m}^2$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

### Remarque

-La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = 365.79 \text{ m}^2$

-La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 333.39 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{333.39}{365.79} = 91.14 \%$$

On opte pour un radier général.

### IX.3 Etude du radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction. Il se calcule comme une dalle renversée

**IX.3.1 Pré dimensionnement du radier**▪ **le radier**

**Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au moins 25cm ( $h_{\min} \geq 25\text{cm}$ ).

**Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,96 \quad \text{avec : } L_{\max} = 4,8\text{m}$$

On opte pour  $h = 70\text{cm}$ .

**Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec  $L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 32164,2 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,8}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,2}} = 0,68\text{m}$$

Soit :  $h = 70\text{cm}$ .

▪ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 40\text{cm}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 70 \text{ cm}$$

Largeur :  $0.4 h_n \leq b \leq 0.7 h_n$        $28 \text{ cm} \leq b \leq 49 \text{ cm}$     donc on opte pour une largeur  
 $b = 40 \text{ cm}$

### IX.3.2-Calcul des charges nécessaires au radier

Charge permanente  $G = 39953.2 \text{ kN.ml}$

Charge d'exploitation  $Q = 7464.23 \text{ kN.ml}$

### IX.3.3- Combinaison d'actions

A l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 65133.16 \text{ kN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 47417.43 \text{ kN}$

### IX.3.4- Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{65133.16}{1,33 \times 200} = 244.86 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{47417.43}{200} = 237.08 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où :} \quad S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 244.86 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 365.79 \text{ m}^2 > S_{rad} = 244.86 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

On prend:  $L_{deb} = 40 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 365.79 + 33.6 = 399.39 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = 399.39 \text{ m}^2$

**IX.3.5- Détermination des efforts à la base du radier :**

Poids du radier :

Prad = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : Pd = Srad ×hd×ρb=399.39×0.4×25=3993.9 kN

Poids de la nervure : Pn=bn×hn×Ln× ρb =0.4×1.1×25= 11 kN

Poids de la dalle flottante libre :

Pdf = (Srad – Sn)×ep×ρb=(399.39–0.4x1.1)×0.1×25=997.37 kN

Poids de TVO:

PTVO = (Srad – Sn) (hn – ep) ρTVO = (399.39– 0.4×1.1) (0.4 – 0.1) ×17=2034.64 kN

Charge permanente apportée sur le radier G<sub>tot</sub>

$$G_{tot} = P \text{ (superstructure)} + P \text{ (infrastructure)}$$

$$G_{tot} = 7036.91 + 39953.2 = 46990.11kN$$

Charges d'exploitation totale Q<sub>tot</sub>

$$Q_{tot} = P \text{ (Superstructure)}+ P \text{ (infrastructure)}$$

$$Q_{tot} = 399.39 \times 8 + 7464.23 = 10659.35 \text{ kN}$$

**IX.4 Vérification :**

**IX.4.1 Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{65133.16 \times 1}{399.39} \times \frac{4.8}{2} = 391.39kN$$

$$\tau_u = \frac{391.39}{1 \times 0,36} = 1087.21kN / m^2$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2.5 MPa$$

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

**IX.4.2.Vérification de la stabilité du radier**

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.35m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.85m$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;  
 $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 5721.26m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 21730.66m^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_2$  Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

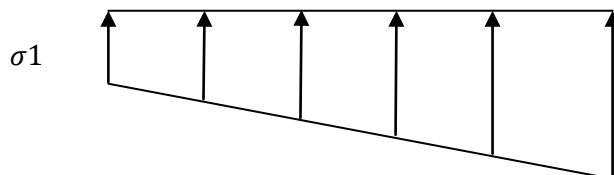
Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

**Sens longitudinal**

A l'ELU :  $M_x = 62.77 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{79425.67}{399.39} + \frac{62.77}{21730.66} \times 13.35 = 199.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{79425.67}{399.39} - \frac{62.77}{5721.26} \times 13.35 = 198.72 \text{ kN/m}^2$$



**Fig. IX.1 Diagramme des contraintes**

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199.95 + 198.72}{4} = 199.64 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A l'ELS :**  $M_x = 44.735$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57649.46}{399.39} + \frac{44.735}{5721.26} \times 13.35 = 144.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57649.46}{399.39} - \frac{44.735}{5721.26} \times 13.35 = 144.23 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 144.48 + 144.23}{4} = 144.41 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Sens transversal**

**A l'ELU**  $M_y = 64.323 \text{ Kn.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{79425.67}{399.39} + \frac{64.323}{21730.66} \times 6.8 = 198.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{79425.67}{399.39} - \frac{64.323}{21730.66} \times 6.8 = 198.84 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198.88 + 198.84}{4} = 198.87 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A l'ELS**  $M_y = 47.248 \text{ Kn.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57649.46}{399.39} + \frac{47.248}{21730.66} \times 6.8 = 144.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57649.46}{399.39} - \frac{47.248}{21730.66} \times 6.8 = 144.32 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 144.35 + 144.32}{4} = 144.34 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.4.3 Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

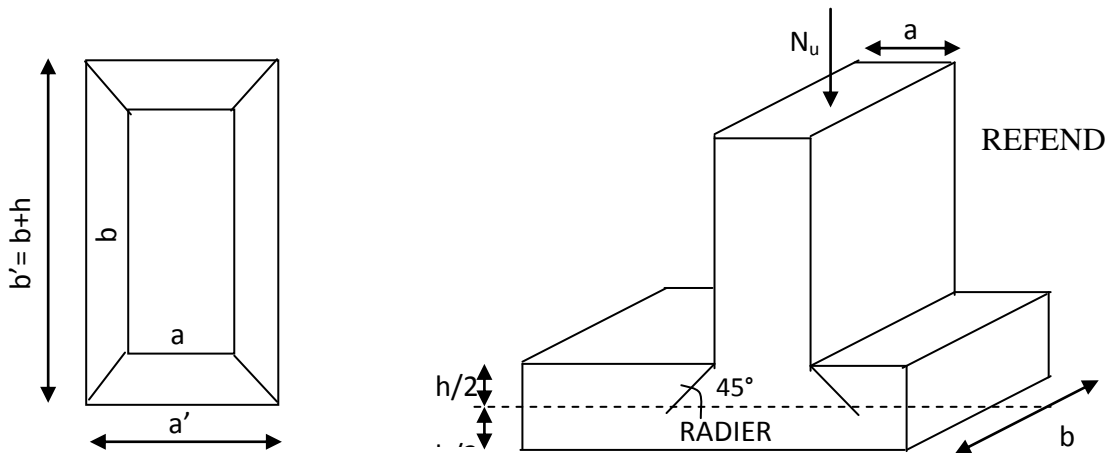
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : 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).



**Fig IX.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

▪ **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,7) = 4,8m$$

$$N_u = 2015.94 \text{ kN}$$

$$N_u < (0,045 \times 4,8 \times 0,7 \times 25000) / 1.5 = 2520kN$$

▪ **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u =$$

$$N_u < (0,045 \times 0,7 \times 5,2 \times 25000) / 1.5 = 2730kN$$

**IX.5 Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

### IX.5.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 8 appuis

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

#### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### IX.5.2 Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.8}{5.7} = 0.84 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.052 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**Sens longitudinale :**

$$\text{A l'ELU :} \quad q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 199.64 - \frac{46990.11}{399.39} = 81.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS :} \quad q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 144.41 - \frac{46990.11}{399.39} = 26.75 \text{ kN/m}^2$$

**Sens transversale :**

$$\text{A l'ELU :} \quad q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 198.87 - \frac{46990.11}{399.39} = 81.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS :} \quad q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 144.34 - \frac{46990.11}{399.39} = 26.68 \text{ kN/m}^2$$

**IX.5.3 Calcul à l'ELU :****1)-Evaluation des moments  $M_x, M_y$** 

On obtient :

$$M_x = 0,052 \times 81,98 \times 4,8^2 = 98,21 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,667 \times 98,21 = 67,51 \text{ kN.m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

**2)-Ferrailage dans le sens x-x****Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 98,21$$

$$M_{ua} = -49,1 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 98,21$$

$$M_{ut} = 73,65 \text{ kNm}$$

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49,1 \times 10^3}{100 \times 34^2 \times 14,2} = 0,0299 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0299 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,1 \times 10^3}{0,985 \times 34 \times 348} = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73,65 \times 10^3}{100 \times 34^2 \times 14,2} = 0,0448 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,65 \times 10^3}{0,998 \times 34 \times 348} = 6,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 6,23 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>

avec un espacement de 20 cm

## IX.5.4 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,84}{2} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis:  $A_{ua}^x = 4,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée:  $A_{ut}^x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

## IX.6. Calcul à l'ELS (Sens x-x)

IX.6.1. Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$ 

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient

$$M_x = 0,052 \times 26,75 \times 4,8^2 = 32,04 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,667 \times 32,04 = 21,37 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 21,37$$

$$M_{sa} = -10,68 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 21,37$$

$$M_{st} = 16,02 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,68 \times 10^3}{100 \times 34^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \beta_u = 0,997$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,68 \times 10^4}{0,997 \times 34 \times 348} = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Soit:  $6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,02 \times 10^3}{100 \times 34^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,009 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.02 \times 10^4}{0.995 \times 34 \times 348} = 13.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 13.60 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4(HA14 + HA16) = 14.20 \text{ cm}^2$

avec un espacement de 20cm

### IX.6.2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

Pour se disposer de cette vérification, on peut vérifier simplifier pour ( $\alpha$ ) position de l'axe

neutre que :  $\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

#### ▪ Aux appuis

$$\gamma = \frac{49.1}{10.68} = 4.59$$

$$\alpha = 0,37 < \frac{4.59 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 2.04$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

### IX.7. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

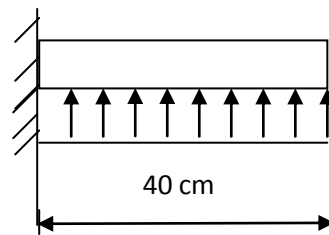


Figure IX.3 Schéma statique du débord

#### IX.7.1 Sollicitation de calcul

A l'ELU :  $q_u = 81.98 \text{ Kn/ml}$

$$M_u = \frac{81.98 \times 0.4^2}{2} = 6.55 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 26.75 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{26.75 \times 0.4^2}{2} = 2.14 \text{ kN.m}$$

### IX.7.2 Calcul des armatures

$$q_u = 81.98 \text{ kN.m} \quad q_s = 26.75 \text{ kN.m}$$

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

### IX.8 Ferrailage des nervures

#### IX.8.1 Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilisera le logiciel **ETABS**.

-Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

-Pour le calcul de ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Tel que :  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 70 \text{ cm}$   $d = 40 \text{ cm}$

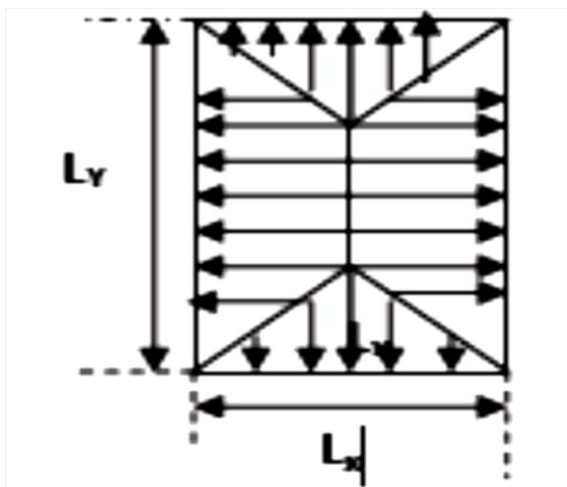


Fig IX .4 :transmission de charge sous forme triangulaire et trapézoïdale

1)-Sens transversal:

ELU :

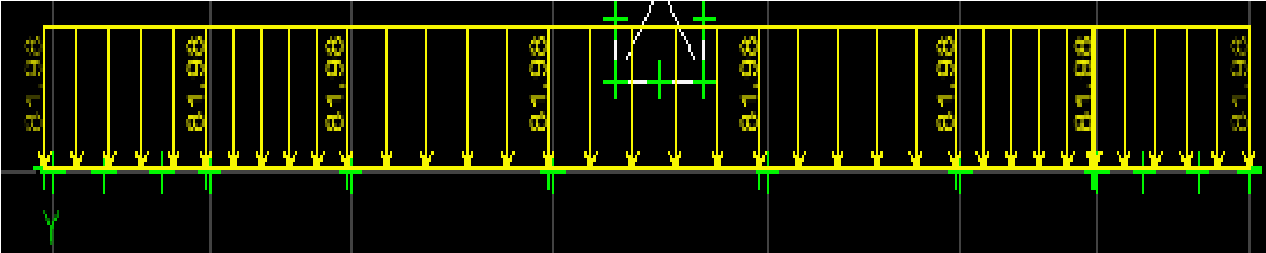


Figure IX.5 Schéma statique à l'ELU

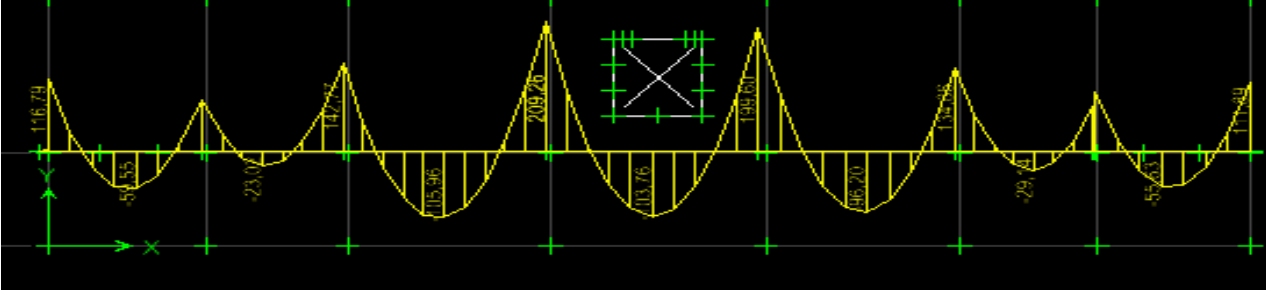


Figure IX .6 Moment fléchissant à l'ELU

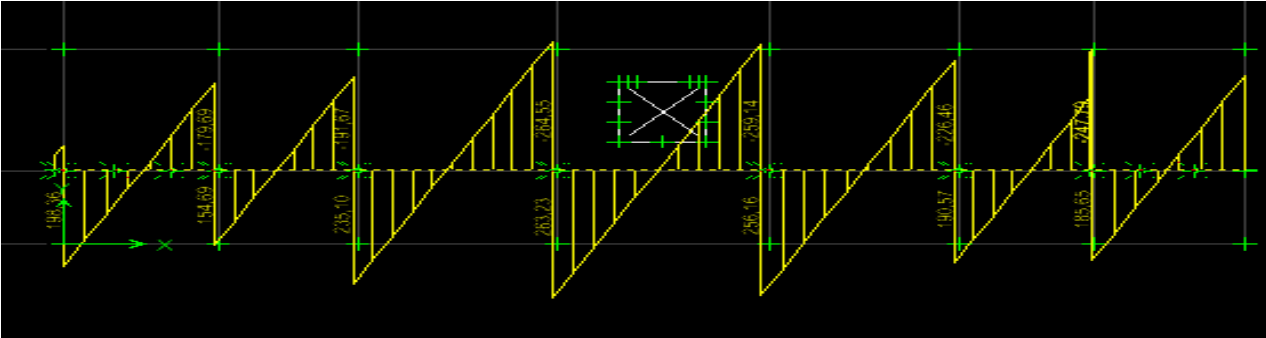


Figure IX .7 Effort tranchant à l'ELU

ELS :

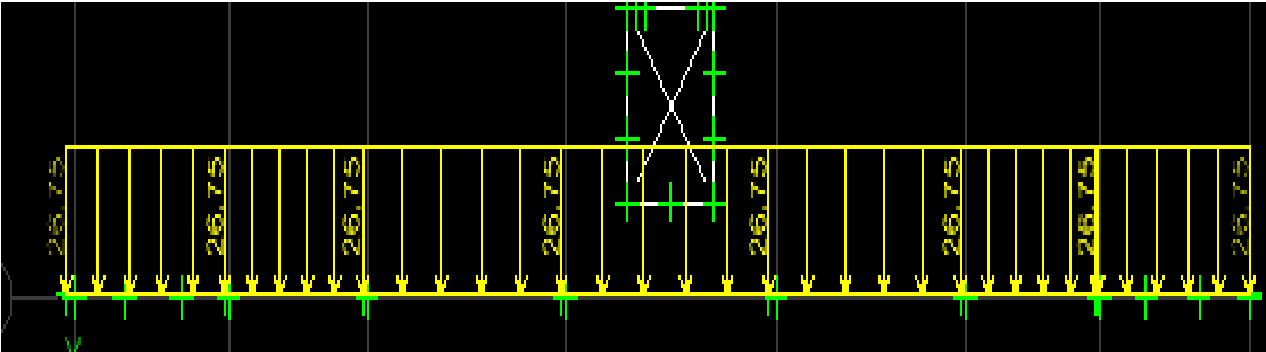


Figure IX.8 Schéma statique à l'ELS

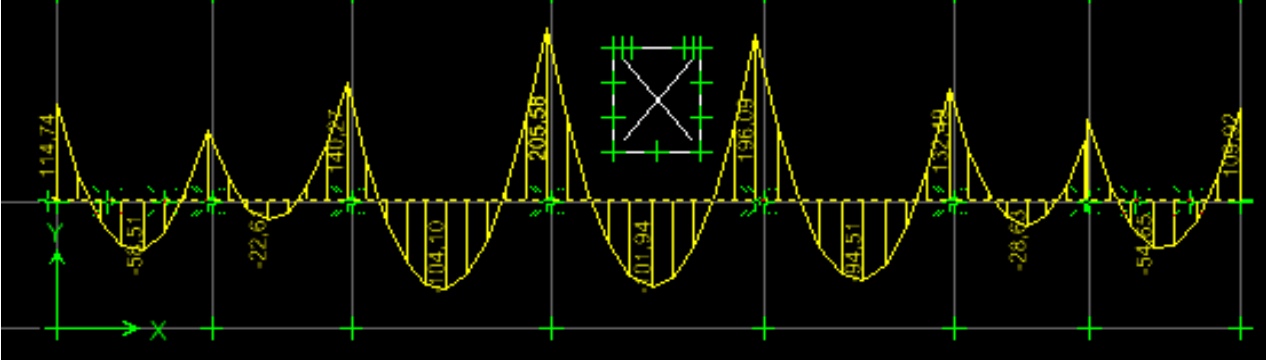


Figure IX.9 Moment fléchissant à l'ELS

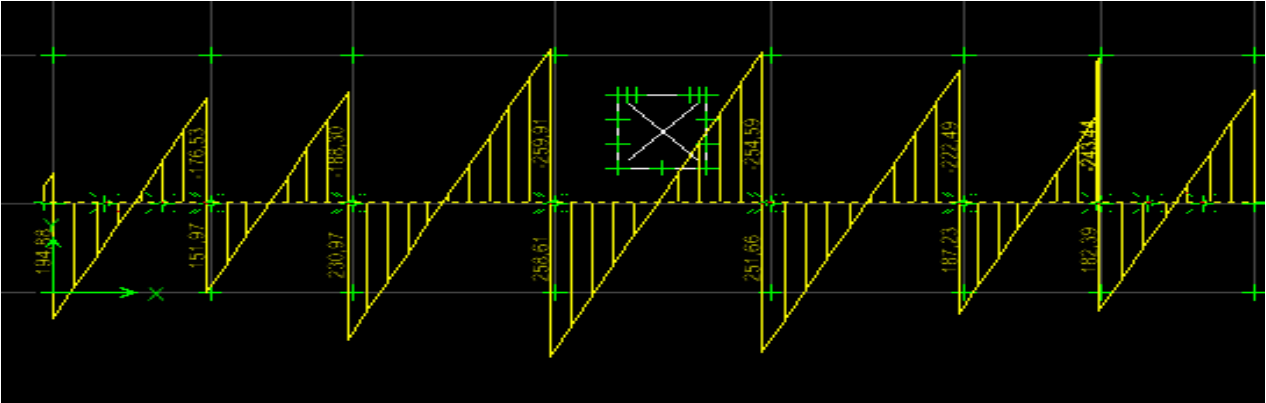


Figure IX.10 Effort tranchant à l'ELS

2)-Sens longitudinal :

ELU :

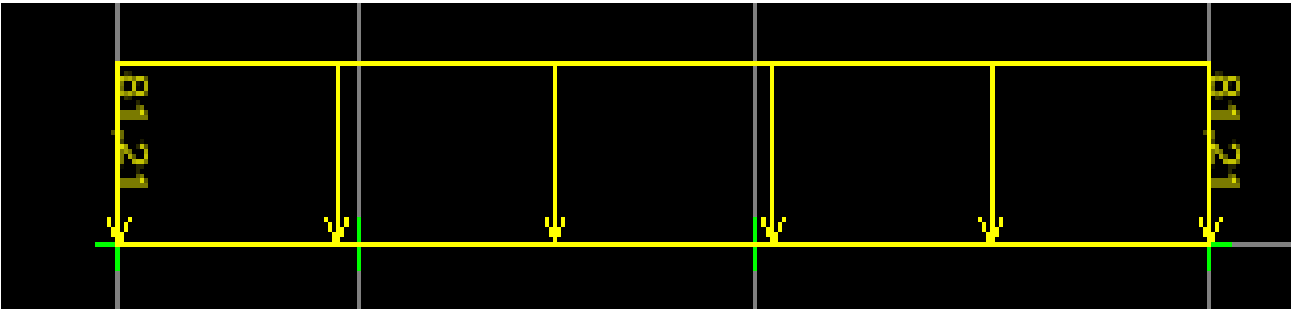


Figure IX.11 Schéma statique à l'ELU

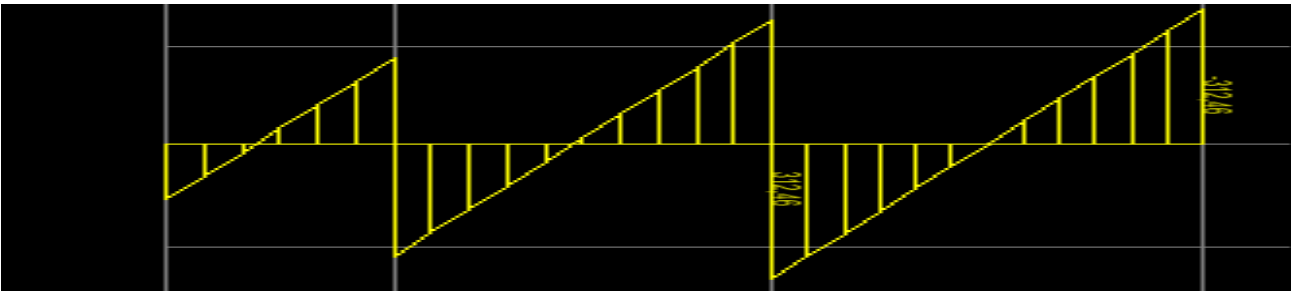


Figure IX.12 Effort tranchant à l'ELU

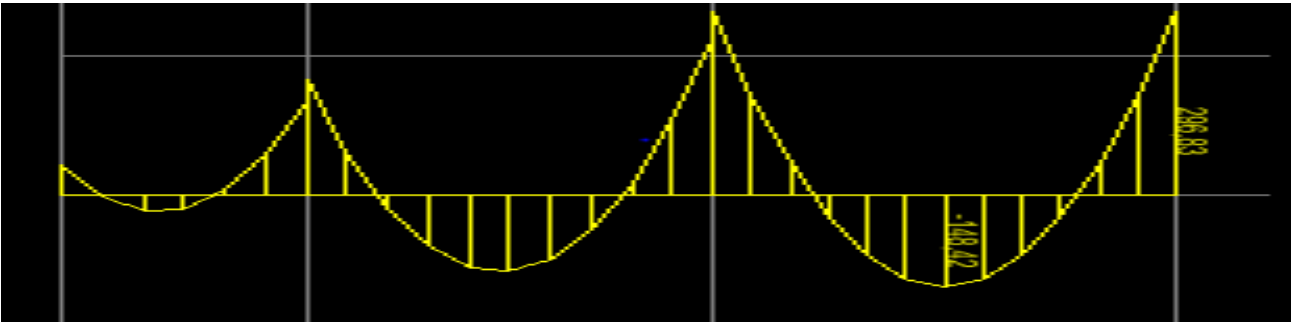


Figure IX.13 Moment fléchissant à l'ELU

ELS :

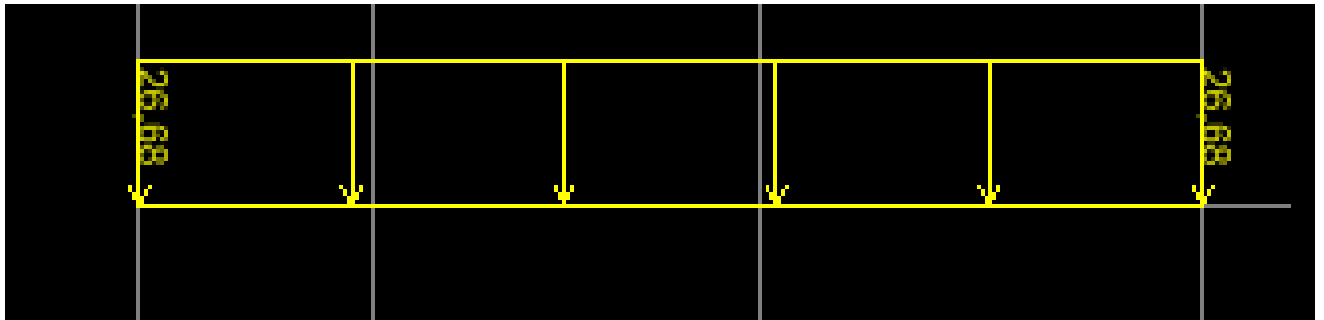


Figure IX.14 Schéma statique à l'ELS

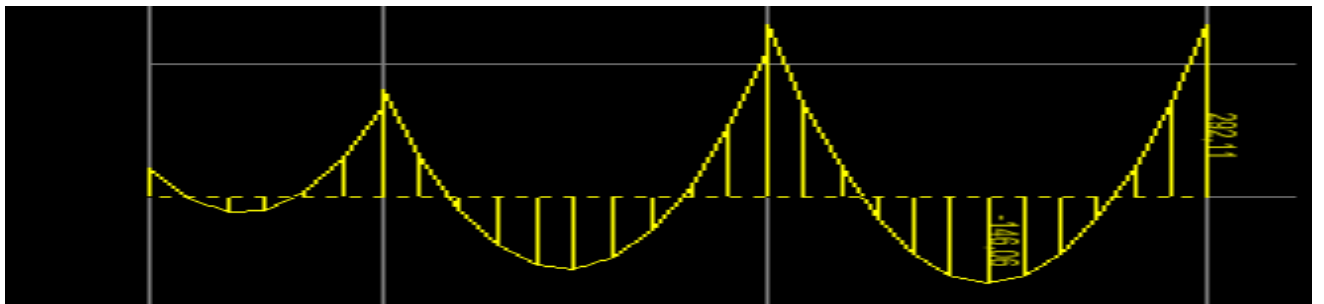


Figure IX.15 Moment fléchissant à l'ELS

### IX.8.2 Le ferrailage

Pour le ferrailage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
$Ma_u$ kN.m	296.83	209.26
$Mt_u$ kN.m	148.42	105.96
$Ma_s$ kN.m	292.11	205.58
$Mt_s$ kN.m	146.06	104.10
$Tu_{max}$ kN	312.46	264.55

Donnés:  $b = 40\text{cm}$ ;  $d = 67\text{ cm}$ ;  $h = 70\text{ cm}$  ;  $c = 3\text{cm}$

### 1)-Sens longitudinal

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{MA}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{296.83 \times 10^3}{100 \times 67^2 \times 14.2} = 0.04 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.04 \quad \rightarrow \beta_u = 0.980$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uA}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{296.83 \times 10^3}{0.980 \times 67 \times 348} = 12.99\text{cm}^2$$

$$A_{ut} = 12.99\text{cm}^2$$

Soit : 8HA16 = 16.08cm<sup>2</sup>

avec un espacement de 20cm

**En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{148.42 \times 10^3}{100 \times 67^2 \times 14.2} = 0.02 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{148.42 \times 10^3}{0.990 \times 67 \times 348} = 6.42\text{cm}^2$$

$$A_{ut} = 6.42\text{cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>

avec un espacement de 20cm

**2)-Sens transversal :****Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{209.26 \times 10^3}{100 \times 67^2 \times 14.2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,03 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{209.26 \times 10^3}{0.985 \times 67 \times 348} = 9.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 9.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>

avec un espacement de 20 cm

**En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{105.96 \times 10^3}{100 \times 67^2 \times 14.2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,01 \rightarrow \beta_u = 0.995$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{105.96 \times 10^3}{0.995 \times 67 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>

avec un espacement de 20 cm

**IX.8.3 Vérification a l'ELU :****Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 40 \times 67 \times 2.1}{400} \quad A_{\min} = 3.24 \text{ cm}^2$$

### Armatures transversales :

- **Espacement des armatures**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi 1, \frac{b}{10} \right) = (31.42 ; 20 ; 45) = 20$$

Soit  $\phi t = 8 \text{ mm}$

Nous adoptons  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{27.5 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / 400 = 5.31 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la contrainte de cisaillement

- **Sens longitudinal**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 312.46 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{312.46 \times 10^3}{400 \times 670} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 264.55 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{264.55 \times 10^3}{400 \times 670} = 0.9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IX.8.4 Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{n f_{t28}} )$$

$$\sigma_{st} = 0.5 \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 164.97 \text{ Mpa}$$

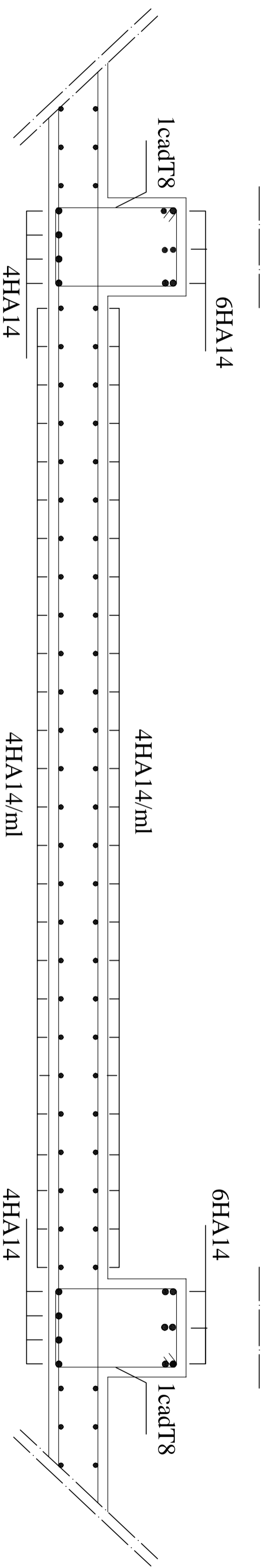
- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_b = K \times \sigma_s \leq 15 \text{ Mpa}$$

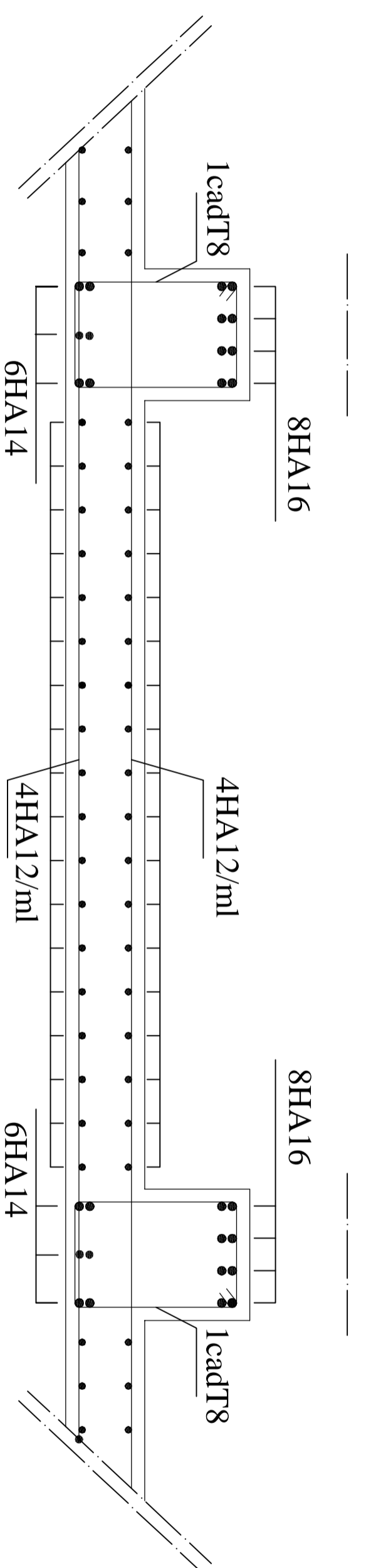
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		As	Ms	ρ1	β 1	K	σs (MPa)	σs (MPa)	σb (MPa)	σb	Obs
X-X	appuis	9.24	205.58	0.34	0.909	0.02	365.31	164.97	7.30	15	OK
	travée	6.16	104.10	0.22	0.924	0.01	272.97	164.97	2.72	15	OK
	appuis	16.08	292.11	0.6	0.885	0.03	306.36	164.97	9.19	15	OK

Y-Y	travée	9.24	146.06	0.34	0.909	0.02	259.54	164.97	5.19	15	OK
-----	--------	------	--------	------	-------	------	--------	--------	------	----	----



## sens X-X



## sens Y-Y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AZZOUN AGHILES Mr AMRANE LOUNES		Plan de Ferrailage du radier	
Dirigé par: MADAME AKMOUSSI			
		Echelle	
		2015	

# Conclusion :

L'étude de ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle et nous a aussi permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre formation.

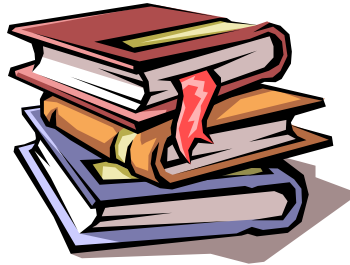
A travers cette étude, nous avons exploré les différents constituants d'un bâtiment, leurs comportements et apprendre les différentes techniques de calcul. Ajouter à cela nous avons appliqué les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leurs quantités et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.


Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous à été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps et facilité le calcul, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.


Espérons que ce modeste travail apporte un plus aux promotions future.


# Bibliographie





 Règles parasismiques algériennes **RPA 99 / version 2003**.


 Règles **BEAL 91 modifiées 99**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

 Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).

 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).

 Document Technique Réglementaire **DTR B.C.2.2**, Charges permanentes et charges d'exploitation.

 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).

 Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)