

REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.



Dirigé par :

M: KAHIL.A.

Présenté par :

M: HADJAZ Boussad  
M: LASFER Kamal

*Promotion 2018/2019*

# REMERCIEMENT

*Tout d'abord nous remercions le bon Dieu qui nous a doté d'autant de volonté que du courage pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Monsieur KAHIL pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*Nous remercions également tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Ainsi que tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

**Boussad  
Kamal**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*À la mémoire de ma grand-mère perdue cette semaine AD FELL-AS YAAFU ISEMMAH.*

*- À ma famille.*

*- À mes collègues de travail MADJID, AMIROUCHE, Mokrane, NORA et NAÏMA.*

*- À mes chers camarade YAZID, HANANE, YAMINA, NORA et MOHAND.*

*- À mes amis SAMIR, SLIMANE et KARIMA.*

*- À mon binôme BOUSSAD.*

*- À mon cher promoteur (ami) KAHIL AMAR pour tout ce qu'il m'a fait bien avant son encadrement de ce mémoire.*

*KAMAL.*



# *Dédicaces*



Je dédie ce modeste travail :

✚ A mes chers parents

En témoignage de ma profonde gratitude et de mon incontestable reconnaissance, pour tous les sacrifices qu'ils me contentent, toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils m'entourent.

✚ A mes chères sœurs :

Lynda, Farida, Kahina, Lamia, Yasmina, Khadidja et que je ne trouverais jamais assez de mots pour leurs exprimer mon amour, en leurs espérant le plein succès.

✚ A la famille

Mes grands parents, mes chères tantes et oncles à qui je souhaite le parfait bonheur.

✚ A mon binôme kamal.

✚ Aux amis

Noreddine, Yazid, Ahmed, Massi ainsi que tous les collègues du Master II.



*Boussad*



# SOMMAIRE

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction générale .....	01
I.1 Présentation générale .....	02
I.2 Zone d'implantation.....	02
I.3 Règlement en vigueur.....	02
I.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	02
I.5 Eléments de l'ouvrage.....	03
<i>a. Les planchers</i> .....	03
<i>b. Les escaliers</i> .....	03
<i>c. La maçonnerie</i> .....	03
<i>d. Les revêtements</i> .....	03
<i>e. Balcons</i> .....	03
<i>f. Acrotère</i> .....	04
<i>g. L'ascenseur</i> .....	04
I.6 Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.6.1. Le béton .....	04
I.6.2. l'Acier .....	10

## CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Pré-dimensionnement des éléments .....	13
<i>a. Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux</i> .....	13
<i>b. Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine</i> .....	13
II.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	15
<i>a. Poutres principales</i> .....	15
<i>b. Poutres secondaires</i> .....	16
II.3. Descente de charges .....	16
II.3.1. Charges permanentes.....	17
II.3.2. Surcharges d'exploitation .....	20
II.4. Poteaux .....	20
II.4.1. Pré-dimensionnement .....	20
II.4.2 Vérifications des sections des poteaux .....	26
II.4.3. Vérification au flambement .....	26
II.5. Pré-dimensionnement des voiles .....	29

## CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS

III.1. Le plancher .....	30
III.1.1. Dimensionnement de la dalle de compression.....	30
III.1.2. Calcul des poutrelles .....	31

III.1.2.1. Choix de la méthode de calcul .....	35
III.1.2.2 Lancement des calculs .....	38
III.2 Acrotère .....	53
III.2.1. Définition et rôle de l'acrotère .....	53
III.2.2. Calcul des sollicitations .....	54
III.2.3. Combinaisons de charges .....	55
III.2.4. Calcul du ferrailage .....	55
III.2.4.1. Calcul à l'ELU .....	56
III.2.4.2. Vérification à l'ELU .....	57
III.2.5. Vérification du ferrailage .....	58
III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :( Art.6.2.3 /RPA 99 V2003).....	59
III.3 . Les balcons .....	62
III.3.1. Dimensionnement du balcon.....	63
III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon .....	63
III.3.3. Combinaisons de charges .....	64
III.3.4. Calcul des moments fléchissant .....	64
III.3.5. Ferrailage .....	65
III.3.6. Vérifications à l'ELU .....	65
III.3.7. Vérification à l'ELS .....	66
III.4. Calcul de l'escalier .....	70
III.4.1. Caractéristique dimensionnelles .....	70
III.4.2. Notation utilisées.....	71
III.4.3. Calcul de l'escalier d'étage courant .....	71
III.4.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier .....	71
III.4.3.2. Détermination des charges et surcharges .....	73
III.4.3.3. Combinaisons des charges .....	74
III.4.3.4. Calcul des sollicitations à l'ELU .....	74
III.4.3.5. Calcul des armatures .....	77
III.4.3.6. Vérifications à l'ELU .....	79
III.4.3.7. Calcul à l'ELS .....	80
III.4.3.8. Vérification à l'ELS .....	84
III.4.4. Calcul de l'escalier droit .....	87
III.4.4.1. Pré-dimensionnement.....	88
III.4.4.2. Détermination des charges et surcharges .....	89
III.4.4.3. Combinaisons des charges .....	90
III.4.4.4. Calcul des sollicitations à l'ELU .....	91
III.4.4.5. Calcul des armatures .....	95

III.4.4.6. Vérifications à l'ELU .....	96
III.4.4.7. Calcul à l'ELS .....	97
III.4.4.8. Vérification à l'ELS .....	100
III.5. Calcul de la poutre palière .....	103
III.5.1. Pré dimensionnement .....	103
III.5.2. Détermination des charges .....	103
III.5.3. Combinaison de charges .....	104
III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU .....	104
III.5.5. Ferrailage .....	106
III.5.6. Vérification à l'ELU .....	107
III.5.7. Calcul des efforts internes à l'ELS .....	109
III.5.8. Vérification à l'ELS .....	111
III.6. Étude de l'ascenseur .....	113
III.6.1. Les caractéristiques .....	113
III.6.2. Calcul de la dalle pleine .....	113
III.6.3. Vérification à L'E.L.U .....	117
III.6.4. Vérification à l'E.L.S .....	119
<b>CHAPITRE IV : MODELISATION ET VERIFICATIONS DU RPA</b>	
IV.1. Description du logiciel ETABS (Extended three dimensions analysis building systems) .....	123
IV.2. Étapes de modélisation .....	123
IV.2.1. Introduction de la géométrie du modèle .....	124
IV.2.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux .....	126
IV.2.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments .....	127
IV.2.4. Définition des charges statiques (G, Q) .....	132
IV.2.5. Introduction du spectre de réponse E .....	132
IV.2.6. Définition de la charge sismique E .....	141
IV.2.7. Chargement des éléments .....	142
IV.2.8. Introduction des combinaisons d'actions .....	142
IV.2.9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats .....	142
IV.3. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	144
IV.3.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente .....	144
IV.3.2. Déplacements relatifs .....	148
IV.3.3. Déplacement maximal .....	149
IV.3.4. Nombre de modes à considérer .....	151
IV.3.5. Vérification de l'excentricité .....	151
IV.3.6. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	153

## CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

V.1. Ferrailage des poteaux .....	157
V.1.1. Recommandations du R.P.A. 2003 .....	157
V.1.2. Délimitation de la zone nodale.....	158
V.1.3. Les armatures transversales.....	158
V.1.4. Calcul du ferrailage .....	159
V.1.4.1. Etapes de calcul en flexion composée.....	159
V.1.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC .....	161
V.1.4.3. Les armatures transversales.....	164
V.1.4.4. Diamètre des armatures transversales .....	164
V.1.4.5. Vérification des armatures transversales.....	165
<i>a. Calcul des espacements .....</i>	165
<i>b. Vérification de la quantité d'armatures transversales .....</i>	165
<i>c. Vérifications à l'ELS .....</i>	168
<i>d. Schéma de ferrailage des poteaux .....</i>	170
V.2. Les poutres .....	172
V.2.1. Ferrailage des poutres .....	172
V.2.2. Recommandations du RPA99 version 2003 .....	172
V.2.3. Etapes de calcul à l'ELU .....	173
V.2.4. Poutres principales .....	175
V.2.5. Poutres secondaires .....	176
V.2.6. Vérifications à l'ELU .....	177
V.2.6.1. Vérification de la condition de non fragilité .....	177
V.2.6.2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement.....	177
V.2.6.3. Vérification de la contrainte tangentielle .....	178
V.2.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis .....	179
V.2.6.5. Calcul des armatures transversales.....	179
V.2.6.6. Diamètre des armatures transversales .....	180
V.2.6.7. Armatures transversales minimales .....	180
V.2.6.8. Délimitation de la zone nodale.....	180
V.2.7. Vérification à l'ELS .....	181
V.2.7.1. Etat limite d'ouverture des fissurations .....	181
V.2.7.2. Etat limite de résistance du béton en compression.....	181
V.2.7.3. Vérification de la flèche .....	182
V.3. Ferrailage des voiles .....	185

V.3.1. Combinaison d'action .....	185
V.3.2. Ferrailage des voiles.....	185
V.3.2.1. Exposé de la méthode.....	185
V.3.2.2. Calcul des armatures .....	187
V.3.3. Vérifications.....	190

## **CHAPITRE VI : ÉTUDE DES FONDATIONS**

VI.1. Généralités.....	197
VI.2. Dimensionnement.....	198
VI.2.1. Semelle isolée .....	198
VI.2.2. Semelles filantes .....	198
VI.2.3. Etude du radier.....	201
VI.2.3.1. Pré dimensionnement du radier .....	202
1. La hauteur du radier .....	202
2. La dalle.....	202
3. Nervure.....	202
4. La largeur de la nervure .....	203
5. Détermination de la surface nécessaire du radier.....	203
6. Détermination des efforts.....	204
7. Vérifications.....	205
8. Calcul des armatures à l'ELU .....	210
9. Vérification .....	212
VI.2.4. Ferrailage du débord .....	214
VI.2.5. Ferrailage des nervures .....	215
VII.2.5.1. Chargement des nervures .....	215
VII.2.5.2. Calcul des moments et des efforts tranchants.....	220
VII.2.5.3. Ferrailage de la nervure à l'ELU.....	224

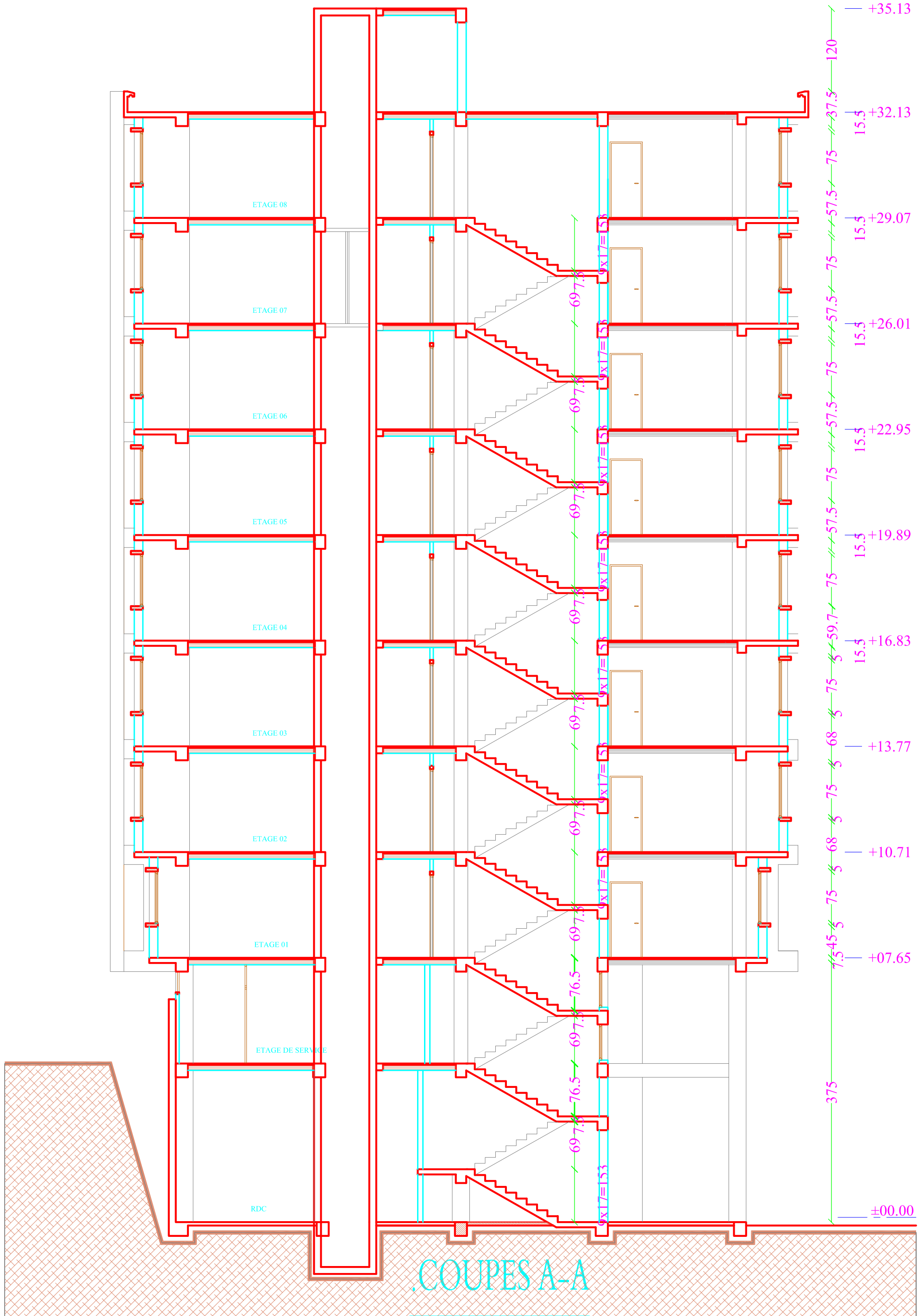
## **CHAPITRE VII : ÉTUDE DU MUR PLAQUE**

VII.1. Les exigences du RPA99/2003 .....	227
VII.2. Méthode de calcul .....	227
VII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	227
VII.4. Détermination des sollicitations.....	228
VII.5. Détermination des moments de flexion.....	229
VII.6. Ferrailage du mur .....	232
VII.7. Vérification à l'ELS .....	233

# . Façade principale

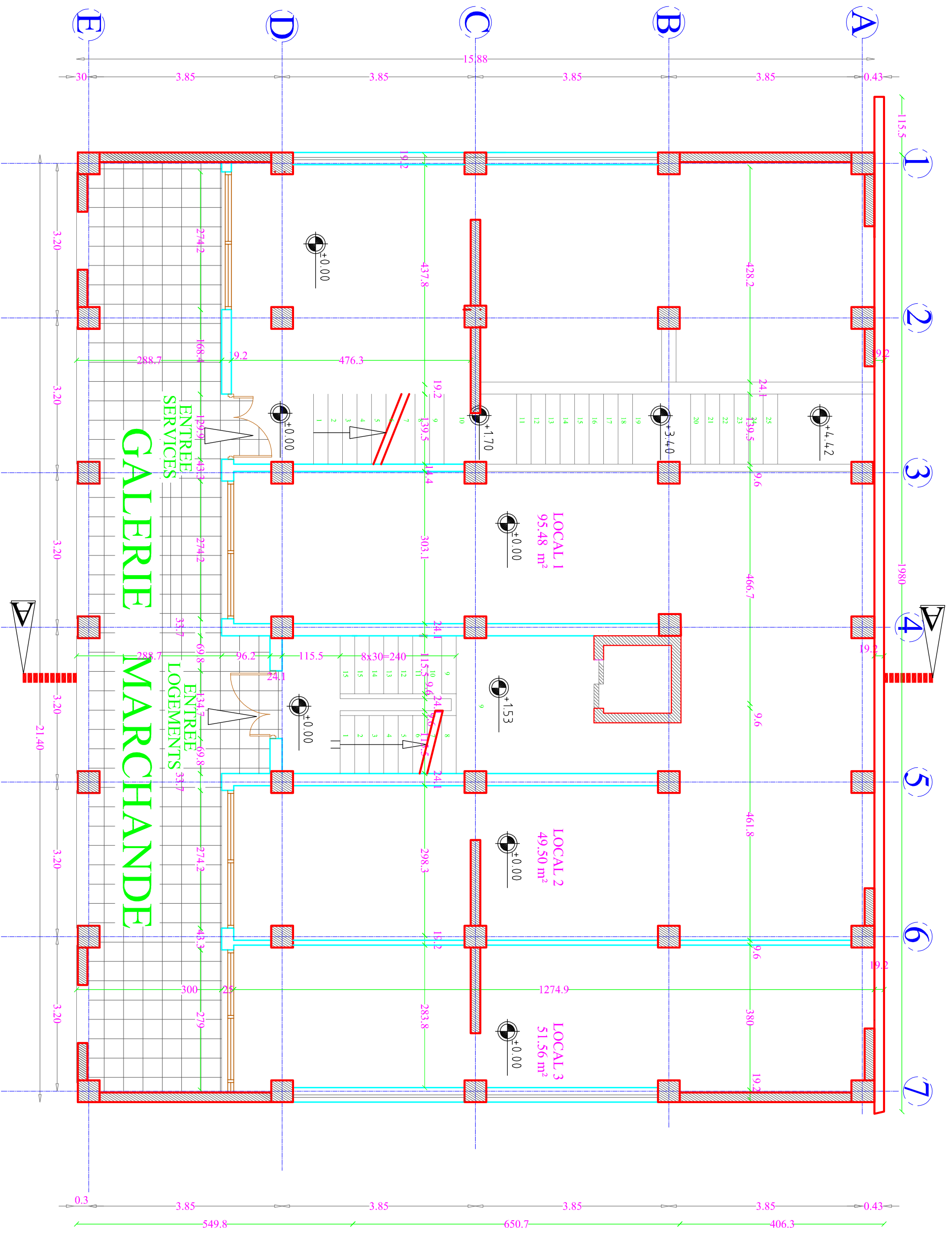


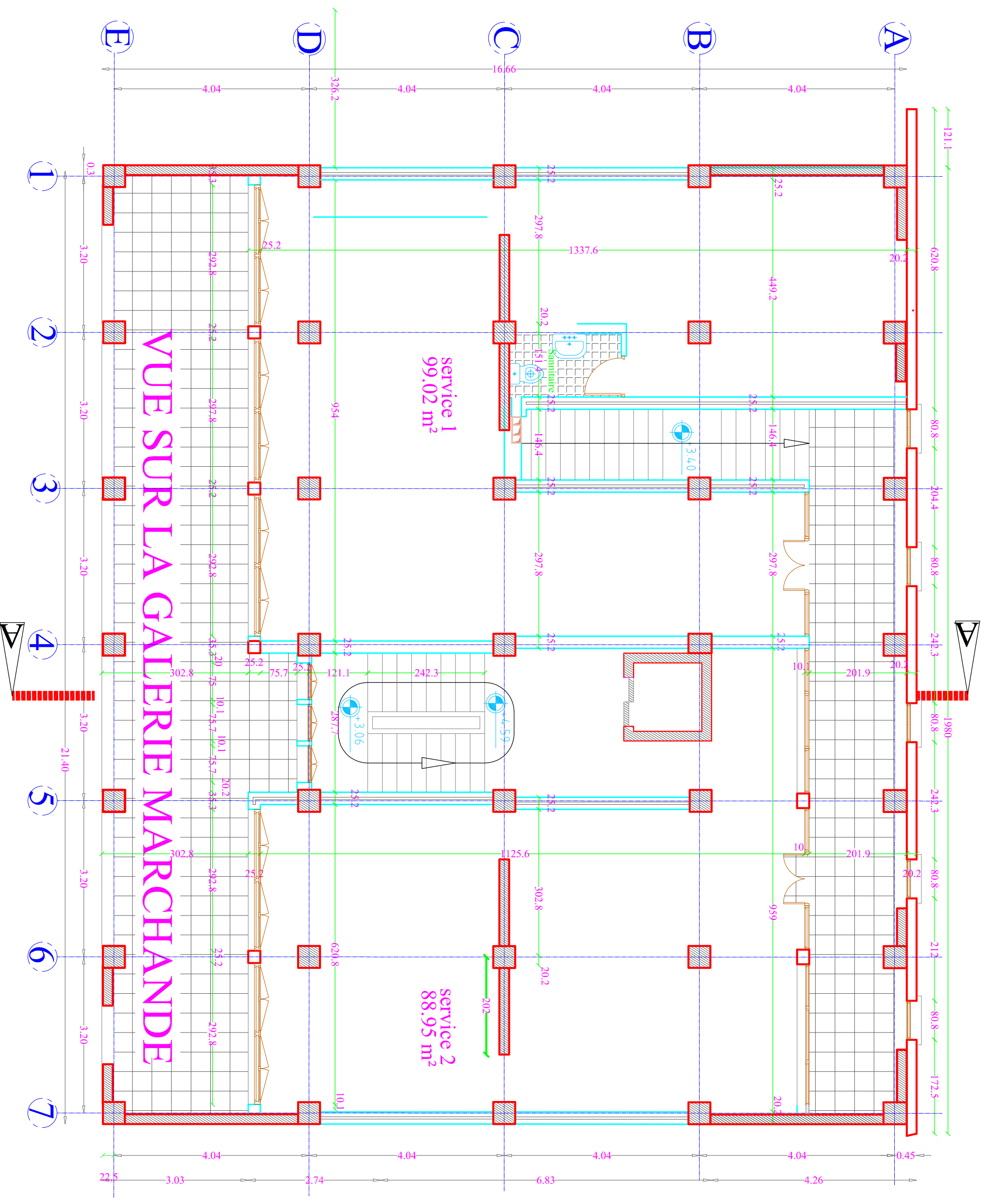
# .COUPES A-A



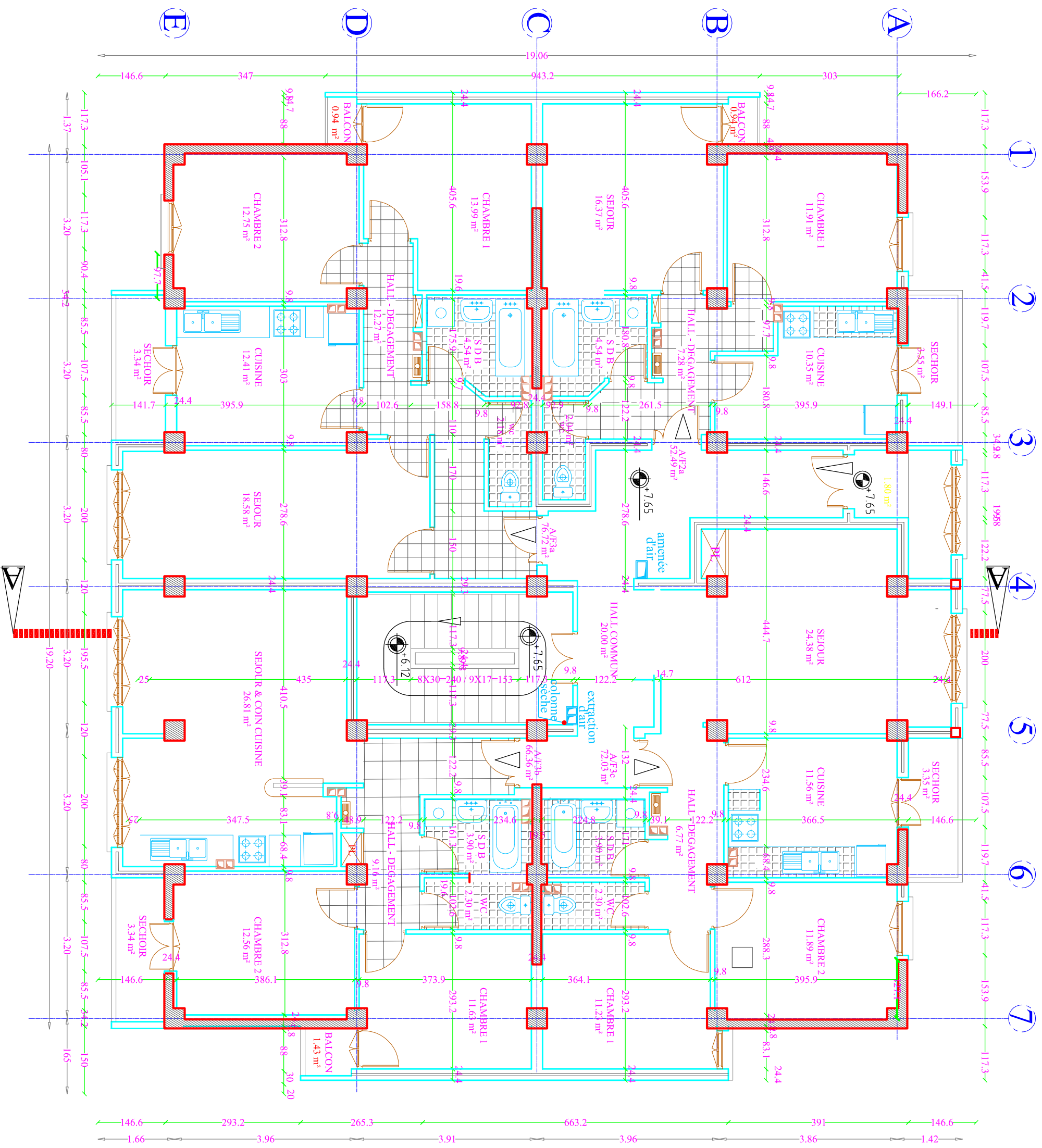
.COUPES A-A

# 1. PLAN D'ARCHITECTURE DE REZ-DE-CHAUSSEE Niv ± 0.00

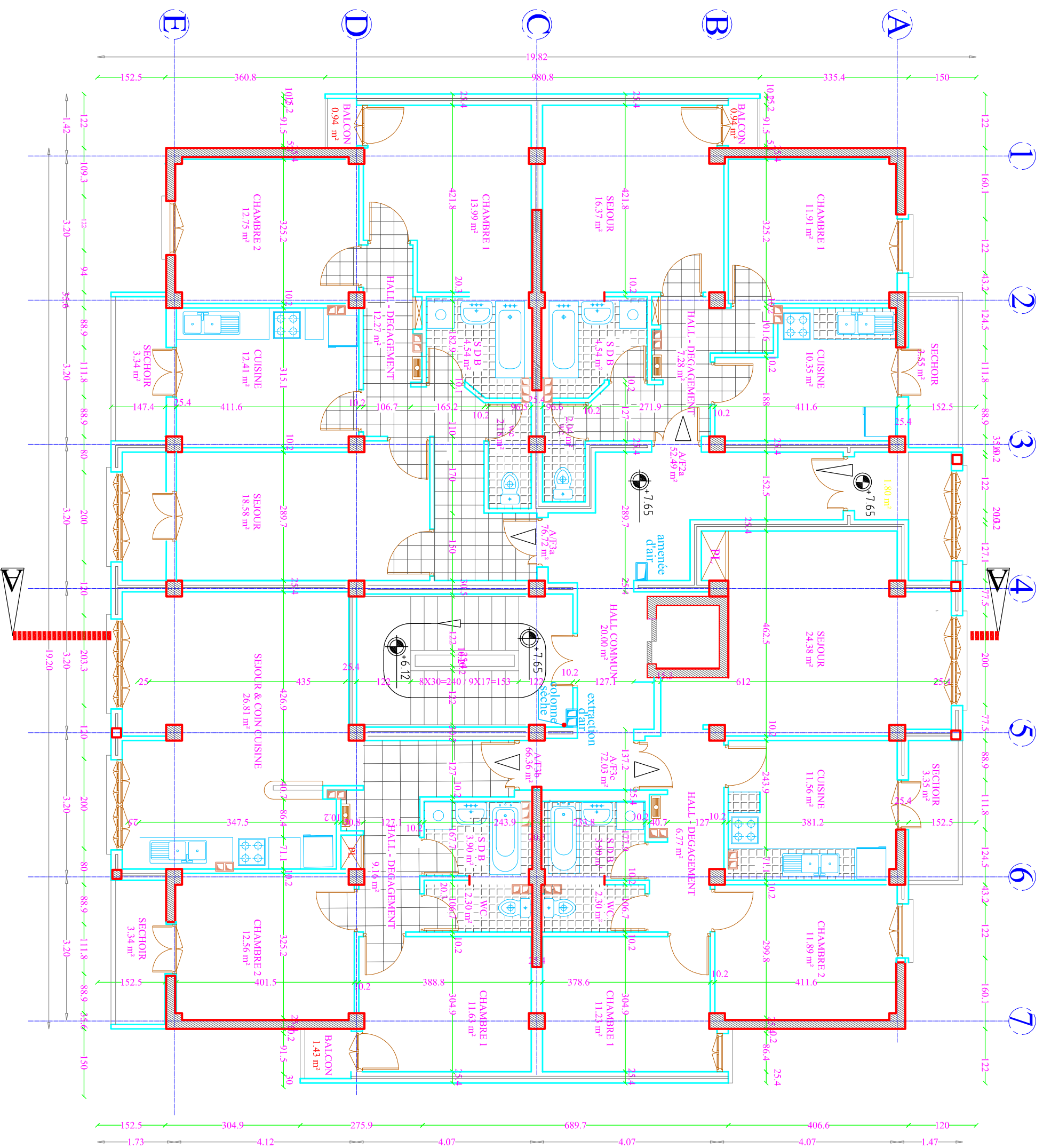




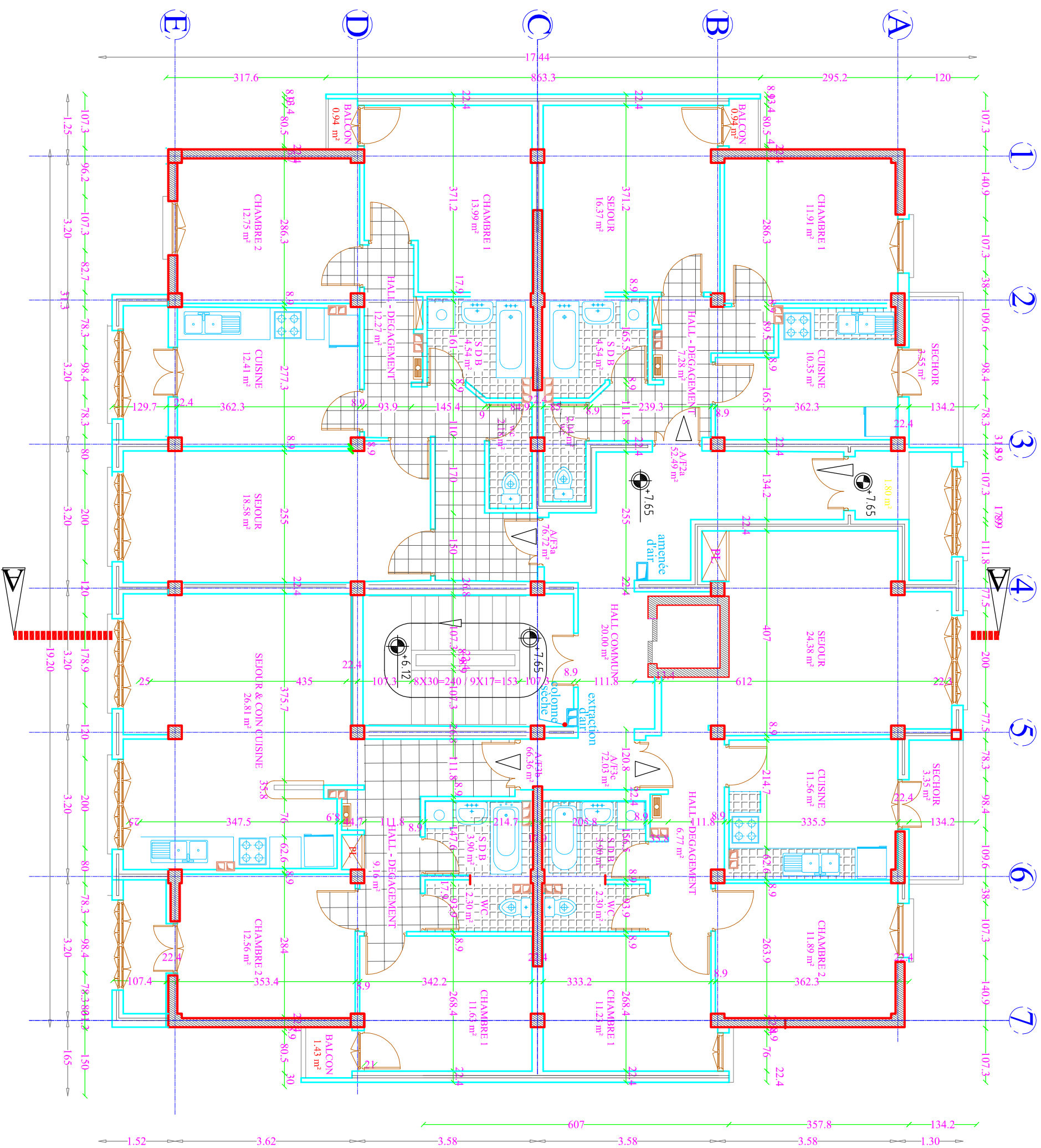
**2. PLAN D'ARCHITECTURE DE L'ENTRESOL Niv ± 4.59**



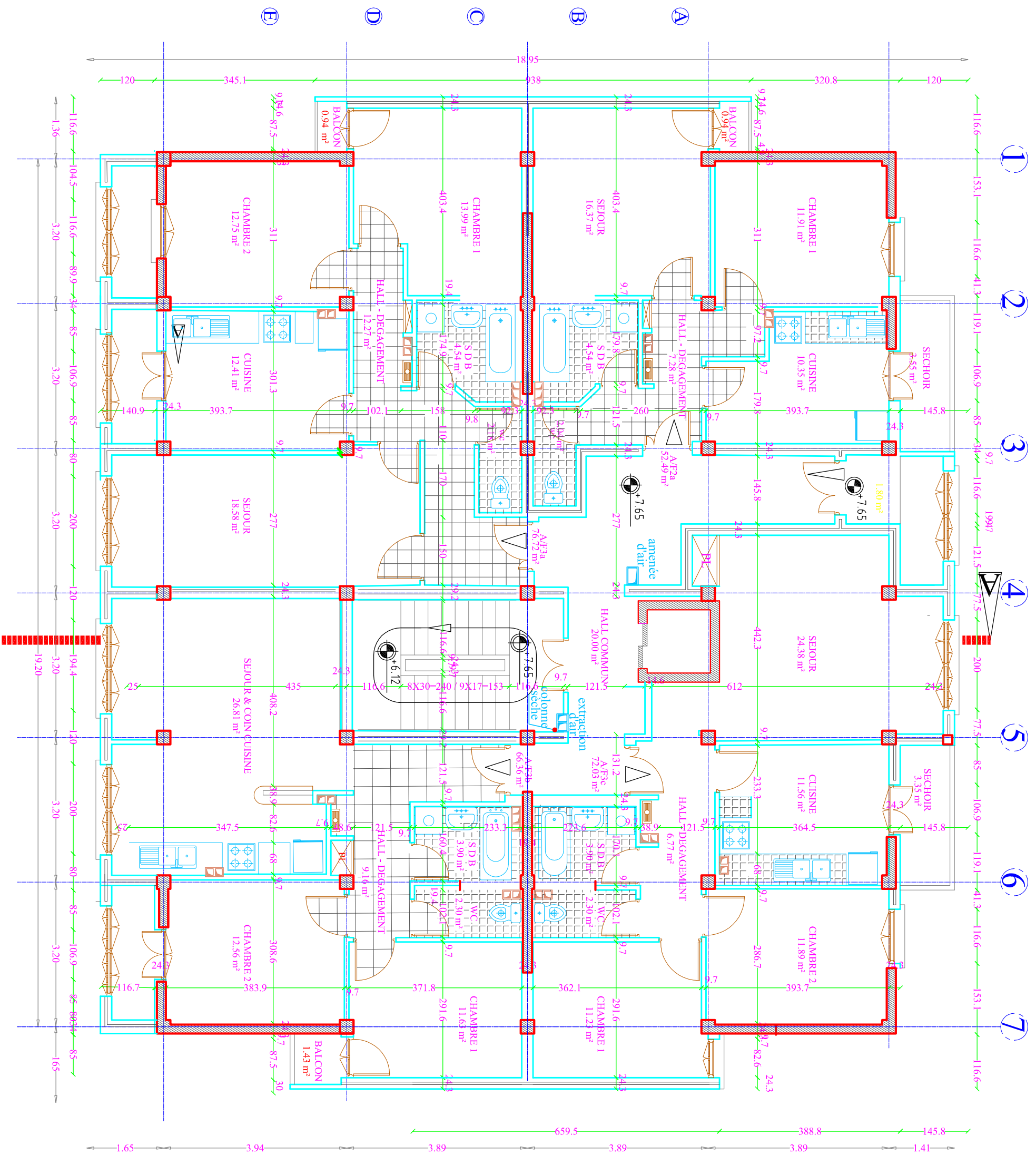
2. PLAN D'ARCHITECTURE ETAGE Niv ±7.65 a Niv ± 13.77



4. PLAN D'ARCHITECTURE DE L'ETAGE Niv ±16.83 a ± 22,95

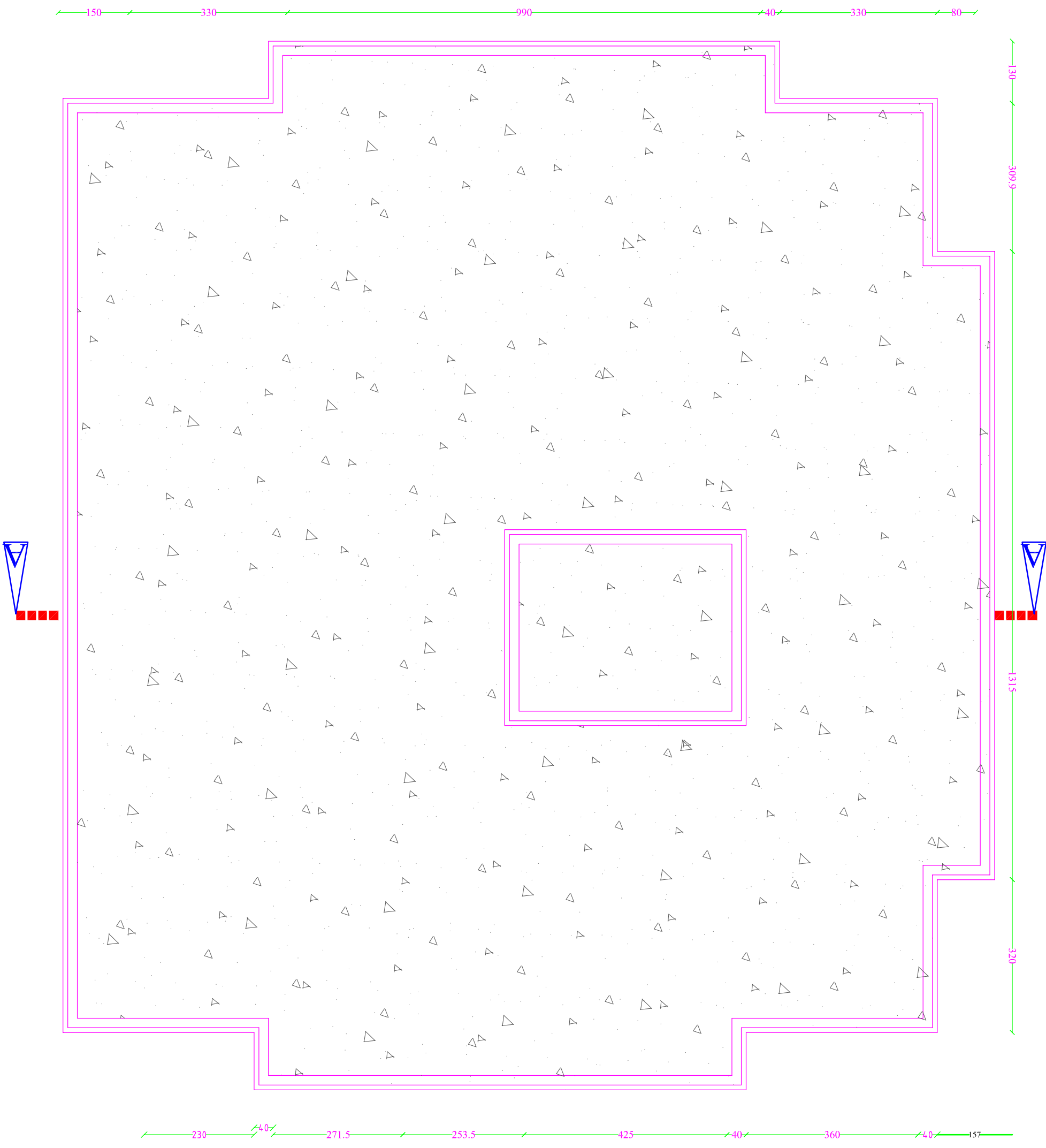


4. PLAN D'ARCHITECTURE ETAGE Niv ± 26.01



5. PLAN D'ARCHITECTUR ETAGE Niv ± 29.07

# 6. PLAN DE L'ETAGE TERRASSE





---

# INTRODUCTION GENERALE

---



Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis déjà quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative, voire même une solution à tenir compte dans cette nouvelle exigence.

En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment déjà réalisé en **RDC+ 04 contreventée par voiles à usage multiple**, et de le recalculer en tant que **R+09 pour le même usage** sans procéder aux modifications approfondies de l'aspect architectural du bâtiment.

Pour répondre à la problématique posée, nous devons tenir compte de toutes les nouvelles données à savoir, les caractéristiques physiques et mécaniques du site d'implantation, et l'incorporation de tout moyen permettant le meilleur usage de la construction (par exemple, ascenseur assurant le déplacement dans les différents étages).

Tous ça, en misant sur l'aspect technique de l'étude (la stabilité, la résistance, la durabilité de l'ouvrage, le confort et la sécurité pour l'ensemble des usagers) et l'aspect économique (réduire au maximum le coût de revient du projet).



# ***CHAPITRE I***

---



## ***Présentation de l'ouvrage***

### I.1. Présentation générale:

Le présent travail consiste à étudier une tour relativement élancé (R+09) à usage multiple (Commerces, bureaux et habitation); cette tour est implantée à **AZAZGA**, wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

La tour est implantée dans un **site meuble (S3)**.

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « Etude d'une tour (R+09) avec recherche de la position optimale des voiles ».

Cette tour est constituée de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Un entre-sol, étage de service à usage de bureau.
- Du 2<sup>ème</sup> au 09<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

### I.2. Zone d'implantation :

- La tour est implantée dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 02$  bars.

### I.3. Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie : **B.A.E.L 91 révisé 99 ; R.P.A 99 Version 2003 ; C.B.A 93**.

### I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale de la tour : 22,25 m
- Largeur totale de la tour : 18,90 m
- Hauteur du RDC : 4,59 m
- Hauteur d'étage : 3,06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,60 m
- Hauteur totale de la tour : 32,13 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère : 32,73 m.

### I.5. Eléments de l'ouvrage :

La superstructure est constituée par des portiques en béton armé associés avec des voiles de contreventement pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

#### *a. Les planchers :*

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

Le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles préfabriquées et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Il doit :

- Résister aux charges verticales et horizontales.
- Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

#### *b. Les escaliers :*

On accède aux différents étages de la tour à l'aide de l'ascenseur et par des escaliers posés dans une seule cage suivant l'ensemble des étages, à l'exception ceux reliant le rez de chaussée à l'entre sol caractérisés par leur forme de type droit (à un seule volet).

Les escaliers sont constitués du palier de repos et paillasse en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage qui seront coulés sur place.

#### *c. La maçonnerie :*

**Murs extérieurs :** Ils sont constitués d'une double cloison en brique creuse ( $e = 20\text{cm}$ ) avec une lame d'air de 5 cm.

**Murs intérieurs :** Ils sont constitués d'une simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### *d. Les revêtements :*

Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Le revêtement vertical est en mortiers de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs de l'espace humide.

#### *e. Balcons:*

Ils seront réalisés en dalles pleines.

*f. Acrotère :*

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

*g. L'ascenseur :*

Dispositif mécanique (cabine, contrepoids, treuil, câbles,... etc) destinée à déplacer les usagers dans les différents étages.

## **I.6. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I.6.1. Le béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants dans la nature est facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

#### *a. Composition du béton :*

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, ...).

#### ❖ **Ciment:**

Le ciment joue un rôle de liant, sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

#### ❖ **Granulats:**

##### *- Sables :*

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### *- Gravier :*

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 jusqu'à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivières (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**b. Resistances caractéristiques du béton à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours  $j \leq 28$ , la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes définie au BAEL91 (Art A.2-.1.11).

Bétons de résistance courante :  $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40$  Mpa.

Bétons de haute résistance:  $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40$  Mpa .

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25$  Mpa.

**c. Resistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

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

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (Mpa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  Mpa.

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow f_{t28} = 2,1$  Mpa

**d. Modules d'élasticité :**

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

**d.1. Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_{ij} = \sqrt[3]{11000 f_{cj}} \text{ (MPa)} \text{ (Art A 2 .1. 21 BAEL91)}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow E_{ij} = 32164,20$  Mpa

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par :

$$E_{vj} = \sqrt[3]{3700 f_{cj}} \text{ Mpa. (Art A 2.1.22 BAEL91)}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow E_{vj} = 10819$  Mpa.

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

*d.2. Module de déformation transversale :*

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

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

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson.

*e. Coefficient de poisson  $\nu$  : (Art A.2.1.3 BAEL91)*

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\varepsilon_t$  et la déformation relative longitudinale  $\varepsilon_\ell$  et vaut :

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta \ell / \ell} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_\ell}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

*f. Notion des Etats limites :*

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

**E.L.U:**

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par:

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad \text{Voir (Art A4.3.41 BAEL91)}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$  en sollicitations courantes.

$\gamma_b = 1,15$  en sollicitations accidentelle.

$\theta$ : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Durée d'application	t >24h	1h < t < 24h	t < 24h
$\theta$	1	0,90	0,85

Tableau. I.1. Coefficient  $\theta$  en fonction de la durée

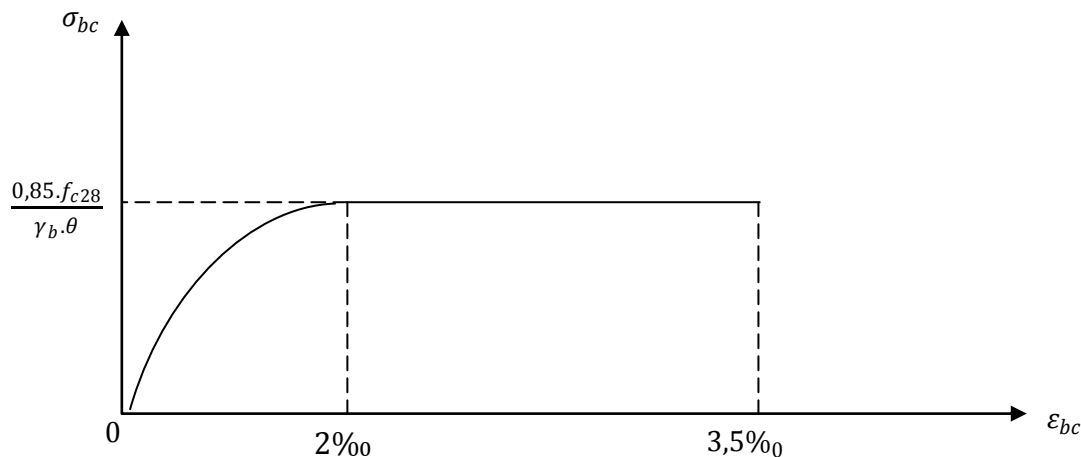


Figure I.1. Diagramme contraintes – déformations du béton a l'ELU de résistance.

$\sigma_{bc}$  : contrainte du béton.

$\varepsilon_{bc}$ : raccourcissement relatif du béton.

#### Hypothèses de calcul à l'ELU : (Art A 4.3, 2 BAEL91)

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif  $\varepsilon_{bc}$  du béton est limité à 3,5‰ en flexion, 2‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

**E.L.S : (Art A 4.5, 2 BAEL91)**

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations ou fatigue, perte d'étanchéité); ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

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

**Hypothèses de calcul à l'ELS (durabilité de la structure) (Art A 4.5, 1 BAEL91) :**

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).

La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation, donc on leur applique la loi de HOOKE:

$$\bar{\sigma}_b = E_b \cdot \varepsilon_b$$

On définit un coefficient d'équivalence par la relation :  $\eta = \frac{E_a}{E_b} = 15$  (forfaitairement).

On ne tient pas compte des phénomènes du fluage et du retrait de béton.

On suppose concentrées en leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.

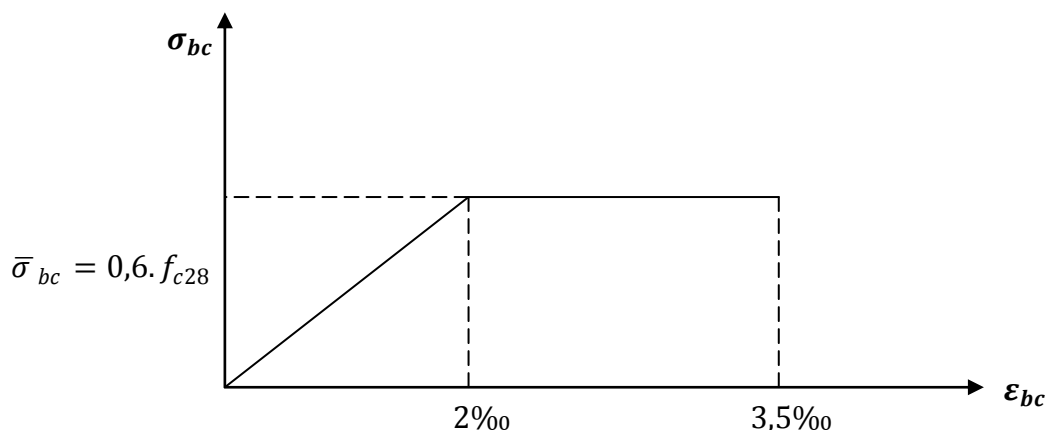


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELS de résistance.

*g. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :*

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes : **(Art 5-2 du RPA 99 addenda 2003)**

Pour les poutres :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux :  $G + Q \pm 1,2 E$  (Pour le système auto-stable)

$G + Q \pm E$  (Pour le système mixte)

$$0,8G \pm E$$

Avec : E : l'effort sismique horizontal.

Etat limite de service :

La seule combinaison à considérée est :  $G + Q$

*h. Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S : (Art A 5.1, 1 BAEL91)*

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

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

$b_0$  : La largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la poutre.

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites du RPA (Art A 5.1, 21 BAEL91) qui suit :

Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\}$$

**I.6.2. Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression dans le cas d'élancements faibles. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont:

Haute adhérence FeE400.....fe= 400 MPA

Treillis soude (TS) TS520 (φ<6)..... fe= 520 MPA

**a. Module d'élasticité longitudinal: (Art A 2.2, 1 BAEL91)**

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 2,105 \text{ Mpa}$ .

➤ **Diagramme contrainte déformation :**

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

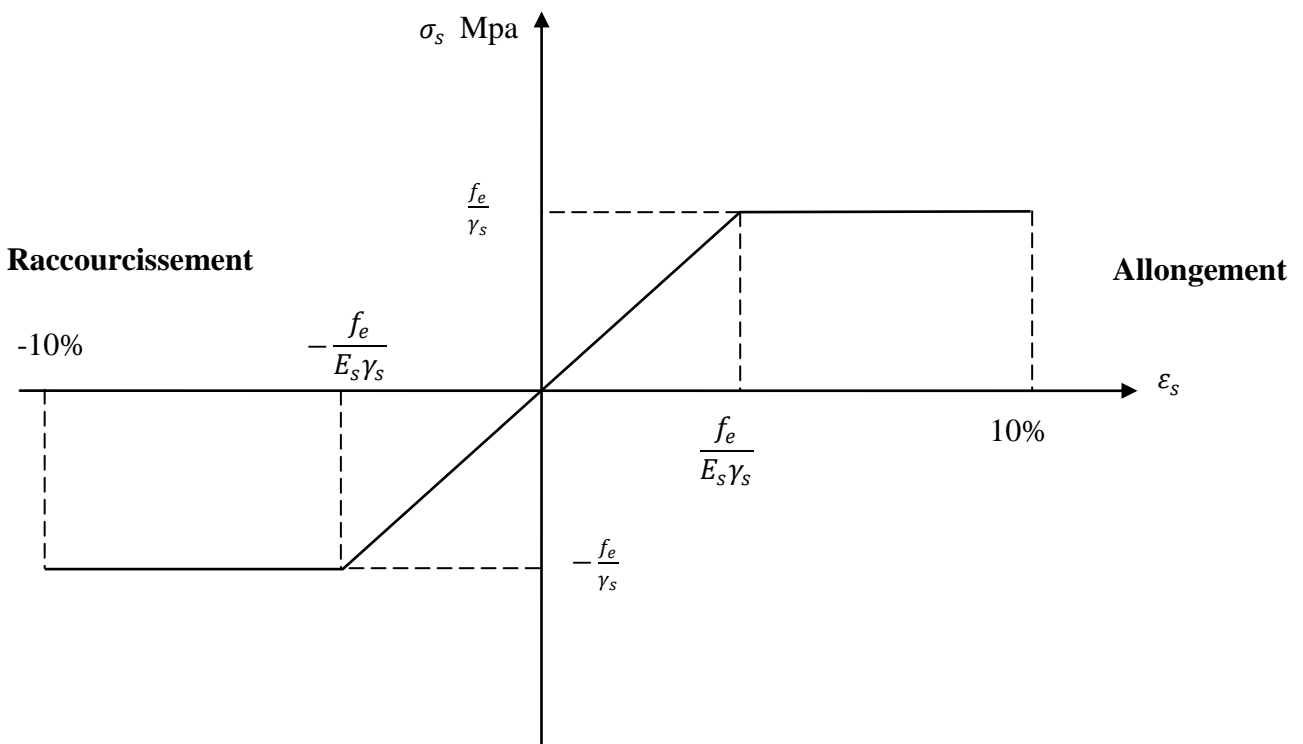


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation des aciers à l'E.L.U

**b. Limite d'élasticité :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_s=1,15$  En situation courante.

$\gamma_s=1,00$  En situation accidentelle.

Nuance de l'acier	$f_e = 235MPa$	$f_e = 400MPa$	$f_e = 520MPa$
Situation courante	$\bar{\sigma}_{st} = 204 MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\sigma}_{st} = 400MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 400MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 MPa$

**Tableau. I.2. Caractéristiques des aciers**

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

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

**c. 1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'est soumis à aucune condensation donc, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**c. 2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ en Mpa}$$

**c.3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Dans ce cas, les éléments sont exposés à un milieu agressif, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en Mpa}$$

Où :

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisée en Mpa.

$f_{t28}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier :

$\eta = 1,3$  pour les HA  $\phi < 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,6$  pour les HA  $\phi \geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

**d. Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL91)**

Cette protection appelée l'enrobage "c", dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs.

L'enrobage de toute armature doit au moins être égal à :

**5 cm** : pour les ouvrages de mer ou exposés aux atmosphères très agressives.

**3cm** : pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide (pont...).

**1 cm** : pour les parois situées dans des locaux couverts.

**❖ Résumé des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

Ciment CPA: 350 kg/m<sup>3</sup>.

Gravier Dg <25 mm : 800 l/m<sup>3</sup>.

Sable Dg<5 mm : 400 l/m<sup>3</sup>.

Eau : 175 l/m<sup>3</sup>.

**• Le béton :**

**En compression :**

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa cas courant} \\ f_{bu} = 18,5 \text{ MPa cas accidentel} \end{cases}$$

**En traction :**

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

Contrainte limite :

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

**• L'acier :**

Contrainte limite :

Fissuration peu nuisible : pas de limite

$$\text{Fissuration préjudiciable } \sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable } \sigma \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 165 \text{ MPa.}$$



## **CHAPITRE II**

---



# **PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS**



### II.1 Pré-dimensionnement des éléments :

Dans n'importe quel projet, le pré-dimensionnement est considéré comme un avant projet qui doit être bien vérifié pour la stabilité ; il consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de la structure afin d'assurer la sécurité par rapport aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges (charge d'exploitation).

#### a. Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux:

Dans notre étude du projet, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les raisons ci-après :

Facilité de réalisation.

Portées de l'ouvrage moins importantes (la maximale est de 3,20 m).

Diminuer le poids de la structure.

Afin d'assurer le bon choix des planchers, une série de conditions techniques et sécuritaires sont à vérifier, à savoir la résistance du plancher au incendies, le confort acoustique (isolation phonique) et la condition de résistance à la flexion.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche: (**Art B.6.8, 424/BAEL91**).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans la direction des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 295 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{295}{22,5} = 13,11 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 13,11 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 20cm, soit :  $\begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$

#### b. Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions

essentielles de résistance et d'utilisation :

- **Condition de résistance à la flexion :**

Dalles reposant sur 01 appui (Porte à faux):  $ep \leq \frac{l_x}{10}$ .

Dalle reposant sur 02 appuis :  $\frac{l_x}{35} \leq ep \leq \frac{l_x}{30}$ .

dalles reposant sur 03 appuis (Dalle pleine) :  $\frac{l_x}{40} \leq ep \leq \frac{l_x}{35}$ .

dalles reposant sur 04 appuis :  $\frac{l_x}{50} \leq ep \leq \frac{l_x}{40}$ .

Avec :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$  (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)

$l_x$  : Petite portée du panneau de la dalle considérée.

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle considérée.

- **Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33) :**

$ep = 7\text{cm}$  pour 01 heure de résistance au feu.

$ep = 11\text{ cm}$  pour 02 heures de résistance au feu.

$ep = 17,5\text{cm}$  pour 04 heures de résistance au feu.

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire :  $ep \geq 11\text{ cm}$ .

- **Isolation acoustique :**

Pour une dalle pleine, la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.

$R = 47,161\text{ [db]}$ .

- **Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$R = 13,3 \log(10M)$  si  $M \leq 250\text{ kg/m}^2$ .....(\*)

$R = 15 \log(M+9)$  si  $M > 250\text{ kg/m}^2$  .... (\*\*).

$M$  : Masse surfacique.

La formule (\*\*) nous donne :

$M = \rho \times ep \geq 350\text{kg/m}^2$ .

**A.N :**

$$2500 \times ep \geq 350 \implies ep \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

Conclusion : On opte pour :

Une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

Une dalle pleine de 15 cm pour la salle machine et les balcons.

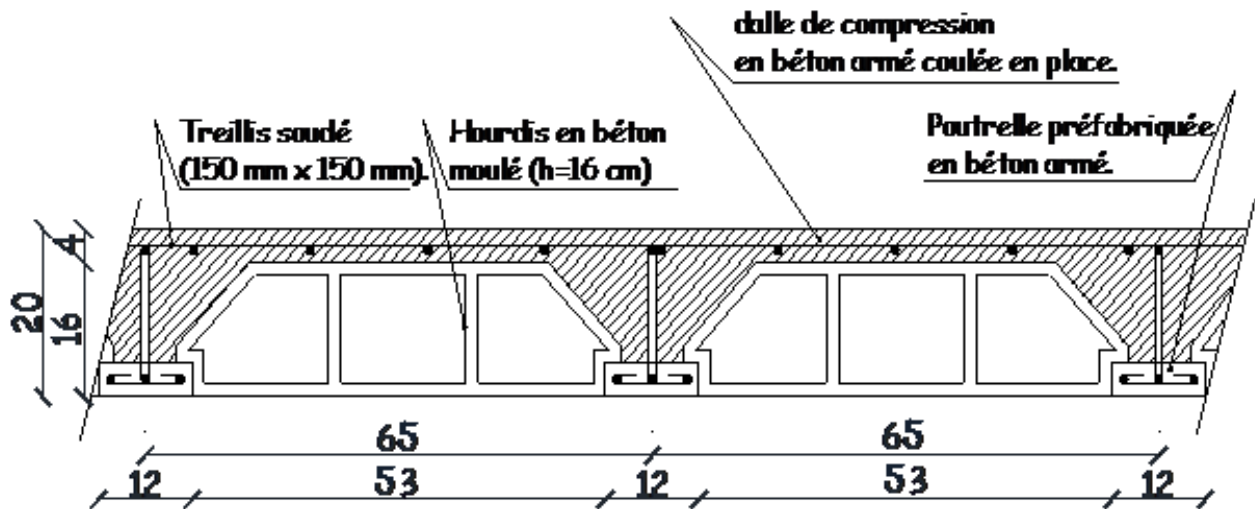


Figure II.1. Plancher semi préfabriqué en béton armé (poutrelles et hourdis)

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

Selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié 99**, les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche en vérifiant les conditions du **R.P.A99 version 2003**.

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

$h_t$  : hauteur totale de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{max}$  : la longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

**a. Poutres principales**

$L_{max}$  : Longueur libre entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur totale de la poutre.

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{375}{15} = 25 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm} \\ 16 \leq b \leq 28 \rightarrow \text{on prend } b = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ on prend } h_t = 35 \text{ cm}$$

Selon R.P.A 99 Version 2003 (**Art 7-5-1**) les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

**b. Poutres secondaires :**

Selon le BAEL 91 :

$$L_{max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm.}$$

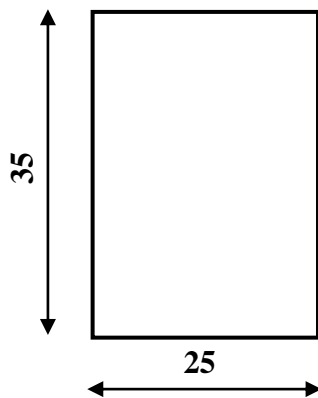
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{295}{15} = 19,66 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{295}{10} = 29,5 \text{ cm} \\ 14 \leq b \leq 24,5 \end{array} \right. \rightarrow \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

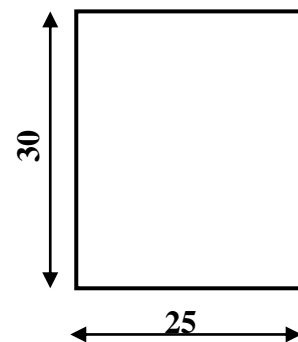
**Conclusion :** On opte pour des poutres de sections suivantes :

Pour les poutres principales (25X35) cm<sup>2</sup>.

Pour les poutres secondaires (25X30) cm<sup>2</sup>.



Section de la poutre principale



Section de la poutre secondaire

**II.3 Descente de charges :**

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le Document Technique Réglementaire (DTR B.C 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

## II.3.1. Charges permanentes :

## a. Plancher terrasse inaccessible :

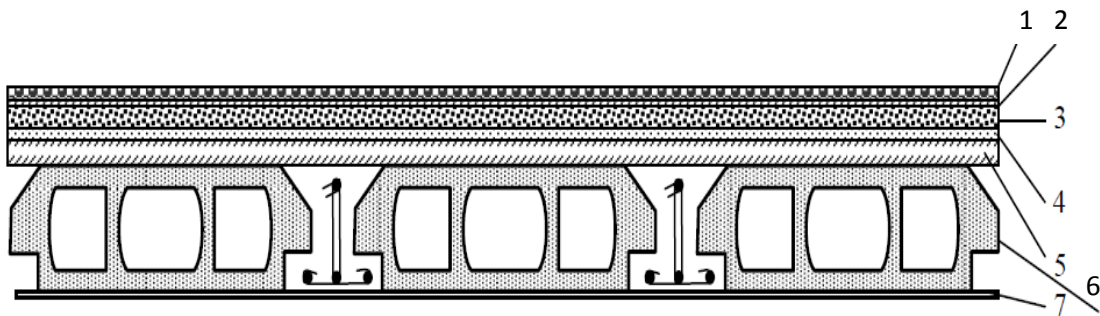


Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible

Tableau. II.1. Charge permanente du plancher terrasse.

N°	Éléments	Épaisseur e (m)	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Gravions roulé de protection	0,05	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	/
5	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
6	Plancher à corps creux	0,2	/	2,85
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
<b>Charge permanente totale</b>				<b>5,51</b>

## b. Plancher étage courant :

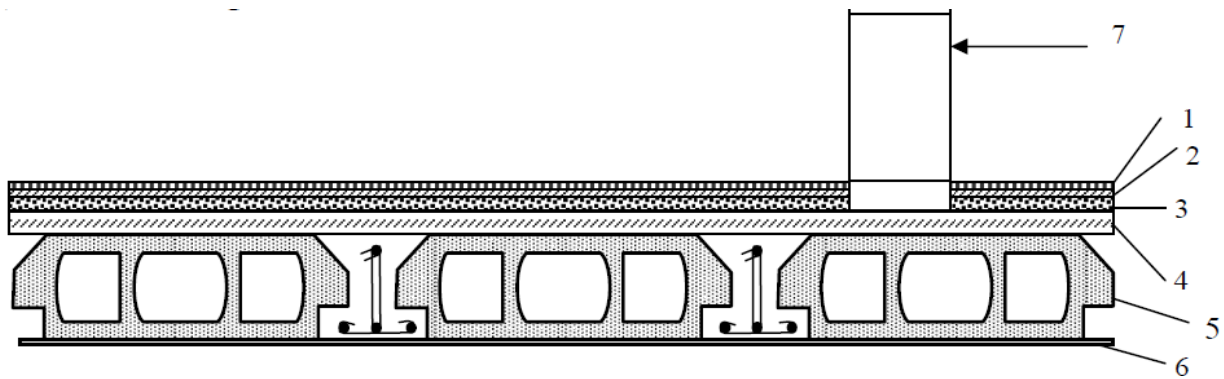


Figure II.3. Plancher étage courant

Tableau. II.2. Charge permanente du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Isolation phonique	0,01	10	0,1
5	Dalle en corps creux	0,2	/	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
7	Cloison interne	0,1	9	0,9
<b>Charge permanente totale</b>				<b>5,25</b>

## c. Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

Tableau. II.3. Charge permanente du mur extérieur

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>Charge permanente totale</b>				<b>2,44</b>

**PS** : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur, on aura

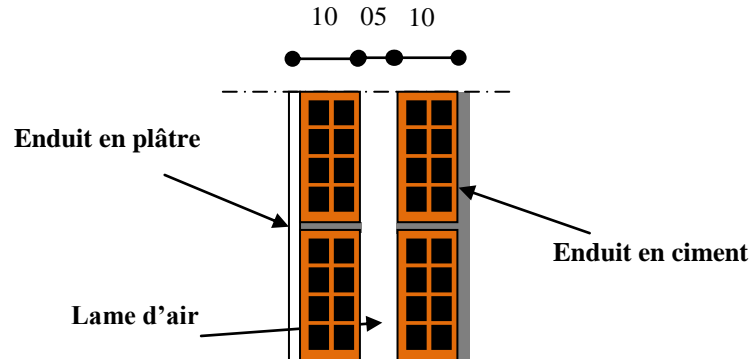


Figure II.4. Coupe verticale du mur extérieur

alors :

- Pour le RDC :

$$G = 2,44 \times 4,59 = 11,20 \text{ KN/ml.}$$

- Pour le plancher étage de service et courant :

$$G = 2,44 \times 3,06 = 7,47 \text{ KN/ml.}$$

*d. Balcon en dalle pleine :*

Tableau. II.4. Charge permanente de la dalle pleine

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	0,02	20	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	22	0,36
6	Cloison interne	0,1	9	0,9
<b>Charge permanente total</b>				<b>6,25</b>

**Nota:** la charge est répartie par mètre carré de surface horizontale, alors pour la rendre répartie par mètre linéaire sur la poutre, on la multiplie par la longueur du balcon.

**II.3.2. Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse .....	1,00 KN /m <sup>2</sup>
Plancher étages courants (habitation) .....	1,50 KN /m <sup>2</sup>
Plancher étages de service (bureau) .....	2,50 KN /m <sup>2</sup>
Balcons.....	3,50 KN /m <sup>2</sup>
Plancher du RDC (commerce).....	5,00 KN /m <sup>2</sup>
Escalier.....	2,50 KN /m <sup>2</sup>
Acrotère.....	1,00 KN /m <sup>2</sup>

**II.4 . Poteaux :****II.4.1. Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :  $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression.

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

$N_s$  : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

*a. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :*

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau :

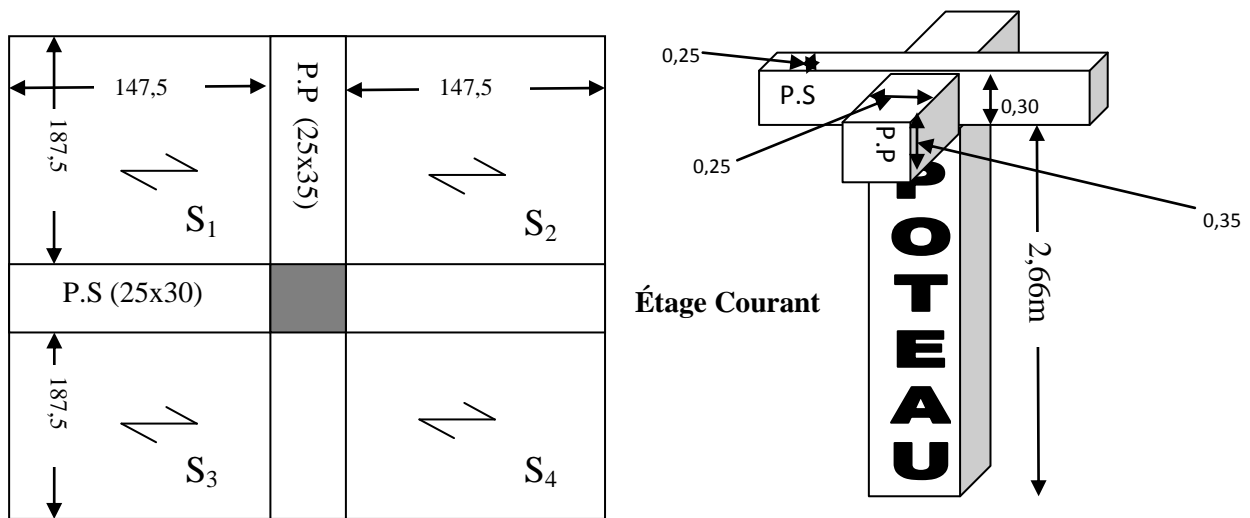
$$S_1 = 1,475 \times 1,875 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,475 \times 1,875 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,475 \times 1,875 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,475 \times 1,875 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,08 \text{ m}^2$$



**Figure II.5. Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.**

*b. Poids propre des poutres :*

- Plancher terrasse et étage courant :

Poutres principales :  $G_{pp} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 3,75 = 8,20 \text{ KN}$

Poutres secondaire :  $G_{ps} = 0,30 \times 0,25 \times 25 \times 2,95 = 5,53 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres :  $G_p = 8,20 + 5,53 = 13,73 \text{ KN}$

- Salle machine

Poutres principales :

$G_{pp} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 1,875 = 4,10 \text{ KN}$

Poutres secondaire :

$G_{ps} = 0,30 \times 0,25 \times 25 \times 1,475 = 2,77 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres :

$G_p = 4,10 + 2,77 = 6,87 \text{ KN}$

**a. Poids des planchers**

- terrasse et étage courant:

Plancher terrasse :  $G = G_t \times S_t = 5,51 \times 11,08 = 61,05 \text{KN}$

Plancher courant :  $G = G_c \times S_t = 5,25 \times 11,08 = 58,17 \text{ KN}$

- Plancher de la salle machine

$G = G_t \times S_4 = 5,51 \times 2,77 = 15,26 \text{m}^2$

**b. Poids propre des poteaux :**

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

*Poteau de RDC :*

*Poteau de l'étage courant :*

$G_{(P \text{ étage courant})} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$

**c. Surcharges d'exploitation :**

Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

$$G = (0,25 \times 0,25) \times 4,59 \times 25 = 7,172 \text{KN}$$

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou l'occupation des divers niveaux peuvent être considérée comme indépendante. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de la tour étudiée.

Coefficients de dégression des surcharges

$$S_0 = S_0$$

$$S_1 = S_0 + S_1$$

$$S_2 = S_0 + 0,95 (S_1 + S_2)$$

$$S_3 = S_0 + 0,90 (S_1 + S_2 + S_3)$$

$$S_4 = S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

Pour  $n \geq 5$

$$S_n = S_0 + \left[ \frac{3+n}{2n} \right] \cdot \sum_{n=1}^{n=i} S_0$$

Avec :

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

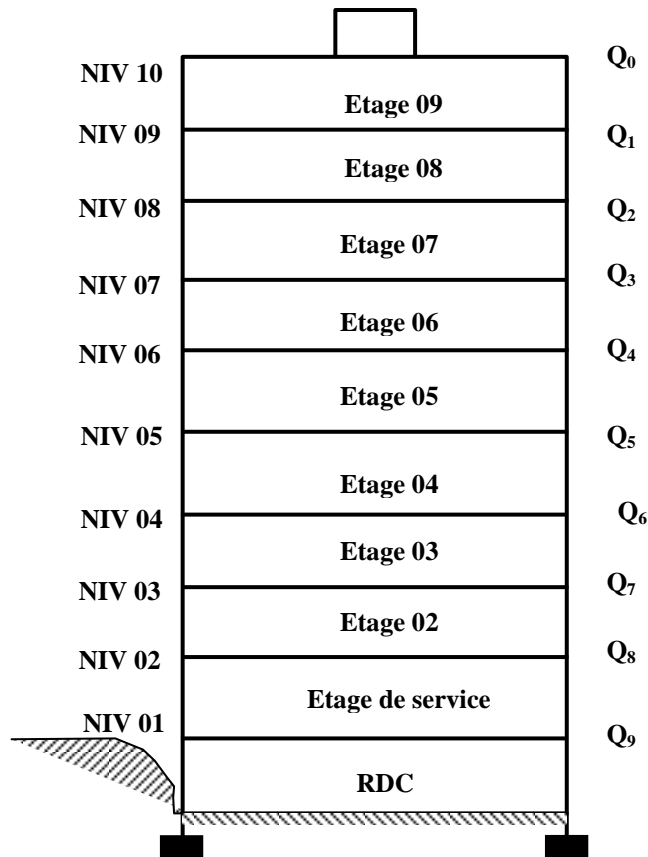
**Q<sub>i</sub>** : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

Niveau	Coefficient
10	1
9	1
8	0,95
7	0,90
6	0,85
5	0,80
4	0,75
3	0,72
2	0,69
RDC	0,66

**d. Calcul des surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse .....	$Q' = 11,08 \times 1 = 11,08 \text{ KN}$
Plancher d'étage courant (habitation) .....	$Q' = 11,08 \times 1,5 = 16,62 \text{ KN}$
Plancher d'étage de service (Bureaux).....	$Q' = 11,08 \times 2,5 = 27,70 \text{ KN}$
Plancher de RDC (Usage de commerce).....	$Q' = 11,08 \times 5 = 55,40 \text{ KN}$



❖ **Les surcharges Cumulées**

- ❖ Niveau 10 :  $Q_0 = Q'_0$
- ❖ Niveau 09 :  $Q_1 = Q_0 + Q'_1$
- ❖ Niveau 08 :  $Q_2 = Q'_0 + 0,95(Q'_1 + Q'_2)$
- ❖ Niveau 07 :  $Q_3 = Q'_0 + 0,90(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3)$ .
- ❖ Niveau 06 :  $Q_4 = Q'_0 + 0,85(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4)$ .
- ❖ Niveau 05 :  $Q_5 = Q'_0 + 0,80(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5)$ .
- ❖ Niveau 04 :  $Q_6 = Q'_0 + 0,75(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5 + Q'_6)$ .
- ❖ Niveau 03 :  $Q_7 = Q'_0 + 0,71(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5 + Q'_6 + Q'_7)$ .
- ❖ Niveau 02 :  $Q_8 = Q'_0 + 0,68(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5 + Q'_6 + Q'_7 + Q'_8)$ .
- ❖ Niveau 01 (RDC) :  $Q_9 = Q'_0 + 0,66(Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5 + Q'_6 + Q'_7 + Q'_8 + Q'_9)$ .

Avec :

- ❖  $Q'_0$  (Charge d'exploitation du plancher terrasse).
- ❖  $Q'_1=Q'_2=Q'_3=Q'_4=Q'_5=Q'_6=Q'_7=Q'_8=Q'_9$  (charge d'exploitation du plancher courant)

### Application numérique

- ❖  $Q_0 = 11,08 \text{ KN}$
- ❖  $Q_1 = 11,08 + 16,62 = 27,70 \text{ KN}$
- ❖  $Q_2 = 11,08 + 0,95 (16,62 \times 2) = 42,658 \text{ KN}$
- ❖  $Q_3 = 11,08 + 0,90 (16,62 \times 3) = 55,954 \text{ KN}$
- ❖  $Q_4 = 11,08 + 0,85 (16,62 \times 4) = 67,588 \text{ KN}$
- ❖  $Q_5 = 11,08 + 0,80 (16,62 \times 5) = 77,56 \text{ KN}$
- ❖  $Q_6 = 11,08 + 0,75 (16,62 \times 6) = 85,870 \text{ KN}$
- ❖  $Q_7 = 11,08 + 0,72 (16,62 \times 7) = 94,845 \text{ KN}$
- ❖  $Q_8 = 11,08 + 0,69 (16,62 \times 8) = 102,822 \text{ KN}$
- ❖  $Q_{\text{RDC}} = 11,08 + 0,66(16,62 \times 8 + 27,70) = 117,115 \text{ KN}$

Tableau. II.5. Sollicitations et prédimensionnement des poteaux

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )			
	Poids du plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumul	Q	Q cumul	Ns=Gc+Qc	section Min $S \geq Ns/\sigma_{sbc}$	Section Min $S \geq Ns/0,3 f_{c28}$	Section Min: limitée par RPA	Section trouvée
10	61,05	9,35	0,00	70,40	70,40	11,08	11,08	81,48	54,32	108,64	25x25	30x30
9	58,17	18,72	4,781	81,67	152,07	27,7	38,78	190,85	127,23	254,47		30x30
8	58,17	18,72	4,781	81,67	233,74	42,658	81,438	315,18	210,12	420,24		30x30
7	58,17	18,72	4,781	81,67	315,41	55,954	137,392	452,81	301,87	603,74		35x35
6	58,17	18,72	4,781	81,67	397,09	67,588	204,98	602,07	401,38	802,75		35x35
5	58,17	18,72	4,781	81,67	478,76	77,56	282,54	761,30	507,53	1015,06		35x35
4	58,17	18,72	4,781	81,67	560,43	85,87	368,41	928,84	619,23	1238,45		45x45
3	58,17	18,72	4,781	81,67	642,10	94,845	463,255	1105,35	736,90	1473,81		45x45
2	58,17	18,72	4,781	81,67	723,77	102,822	566,077	1289,85	859,90	1719,80		45x45
1 (RDC)	58,17	18,72	4,781	81,67	805,44	117,115	683,192	1488,63	992,42	1984,84		45x45

**II.4.2 Vérifications des sections des poteaux :****a. Vérification spécifique de l'aire des poteaux (RPA 7.4.3.1)**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort  $N_s=G+Q$ , qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } \nu = N_s / B \times f_{c28} \leq 0,30$$

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux.

$B$  : section transversale du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\nu$  : Effort normal réduit

$$B \geq N_s / 0,3 \times f_{c28}$$

**II.4.3. Vérification au flambement :**

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

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

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f = 0,7 \cdot l_0$  : Longueur du flambement.

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

$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  : Moment d'inertie du poteau.

$B = b \cdot h$  ou  $a^2$  : Section transversale du Poteau

$l_0 = (\text{Hauteur d'étage} - \text{hauteur de la poutre principale})$  : Longueur libre du poteau à la base, hauteur libre du poteau.

**Poteau d'étages 7-8-9:**

Poteau (30 x 30) :

$$l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,30 \times 0,30^3}{12 \times 0,3^2}} = 0,0866$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,0866} = 24,734 \leq 50 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Poteau d'étages 3- 4-5-6:**

Poteau (35 x 35) :

$$l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,35 \times 0,35^3}{12 \times 0,35^2}} = 0,101$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,101} = 21,207 \leq 50 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Poteau du RDC+ étages 1-2 :**

Poteau (45 x 45) :

$$l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 4,59 = 3,213\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,45 \times 0,45^3}{12 \times 0,45^2}} = 0,130$$

$$\lambda = \frac{3,213}{0,130} = 24,71 \leq 50 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30\text{cm} > 25\text{ cm en zone IIa} \\ \min(b, h) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,3\text{ cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{vérifiées}$$

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Tableau. II.6. Vérification des sections adoptées des poteaux

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(b,h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} < 30\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(b,h) = 35\text{ cm} > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} < 35\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b,h) \geq 25$	$\text{Min}(b,h) = 45\text{ cm} > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} < 45\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	Condition vérifiée

### Conclusion

A ce niveau, les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, en sachant que les sections adoptées pour chaque élément ne sont pas définitives du fait qu'ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique.

**II.5 Pré-dimensionnement des voiles :**

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (tout dépend de la conception).

Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'article 7-7-1 du RPA99.

Ils sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$ .

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

D'après l'article 7-7-1 du RPA99, L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

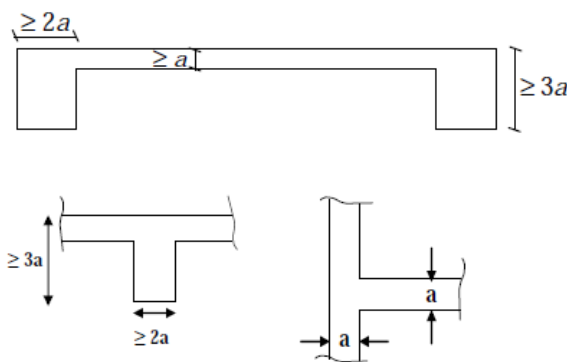


Figure II-6- Coupe de voiles en plan

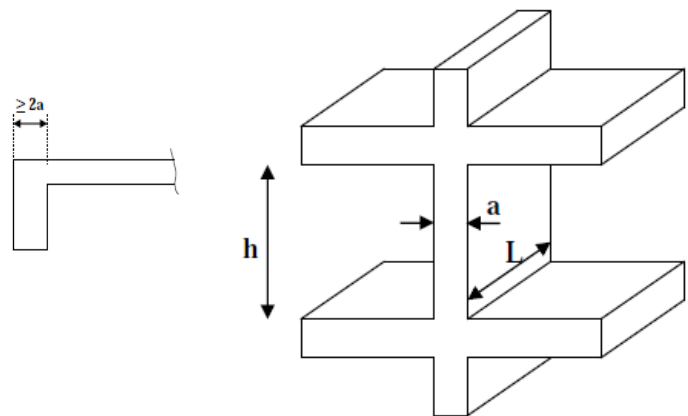


Figure II-6- Coupe de voile en élévation

$h_e$  = hauteur libre d'étage.

$$a \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow a \geq \frac{439}{22} = 19,95cm$$

Rez-de-chaussée :  $h_e = 4,39m$

Etage courant:  $h_e = 2,86m$

$$a \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow a \geq \frac{286}{22} = 13,00cm$$

On adopte un voile d'épaisseur  $a = 20cm$



---

## ***CHAPITRE III***

---



# ***CALCUL DES ÉLÉMENTS***

**III.1 . Le plancher :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux, d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$  (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles avoisinantes des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

Pour les balcons et la dalle de la salle machine (cage d'ascenseur) nous avons opté pour la dalle pleine pré-dimensionnée au chapitre précédent ( $e_p = 15\text{cm}$ ).

**III.1.1. Dimensionnement de la dalle de compression :**

La dalle de compression à une épaisseur de 4cm, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) coulée sur place.

Les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par le règlement

(BAEL 91/B.6.8,423) suivantes :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**A. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

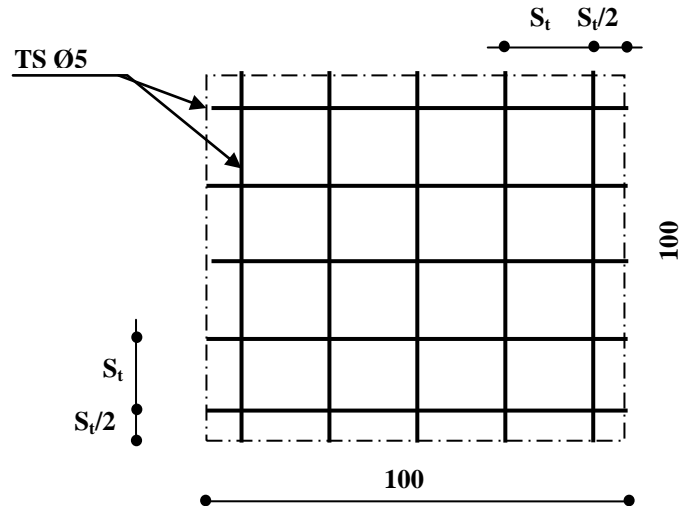
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l_1}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2/\text{ml.}$$

Avec :  $l_1$  entre axe des poutrelles.

Soit :  $5\text{Ø}5 = 0,98\text{cm}^2 / \text{ml.}$

**B. Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm.}$$

**Figure III.1.1. Ferrailage de la dalle de compression****Conclusion**

La dalle de compression sera armée par un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 150x 5x150)

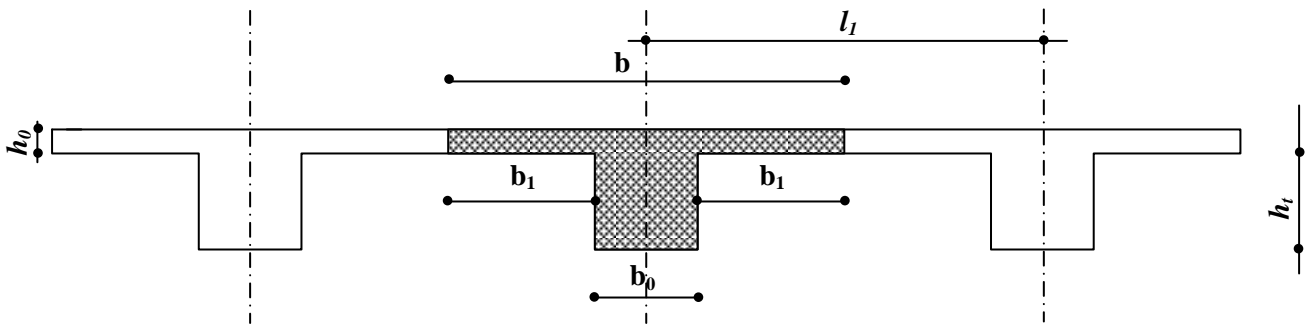
**III.1.2. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, elle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91** préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{320}{10} = 32 \text{ cm} \\ b_1 \leq 8h_0 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  d'où la largeur  $b = 26,5 + 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$



**Figure III.1.2. Dimensions de la poutrelle**

$l$  : Longueur entre nus d'appuis (la plus grande portée de la poutrelle)

$l_1$  : Longueur entre axes des poutrelles

$b_0$  : Largeur de la poutrelle

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression

$h_t$  : Epaisseur du corps creux

$b$  : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

Le calcul se fera en deux étapes :

**a. Avant coulage de la dalle de compression :**

Les différents poids supportés par la poutrelle sont :

- Son poids propre:  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 \times 1,00 = 0,12$  KN/ml.
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 \times 1,00 = 0,62$  KN/ml.

Donc :  $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74$  KN/ml.

- Poids de la main d'œuvre estimé à 1,00 KN/ml.

**Chargement :**

<b>Charges permanentes</b>	<b>G</b>	0,74	KN/ml
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Q</b>	1,00	KN/ml
<b>E.L.S (G+Q)</b>	<b>qs</b>	1,74	KN/ml
<b>E.L.U (1,35G+1,5Q)</b>	<b>qu</b>	2,5	KN/ml

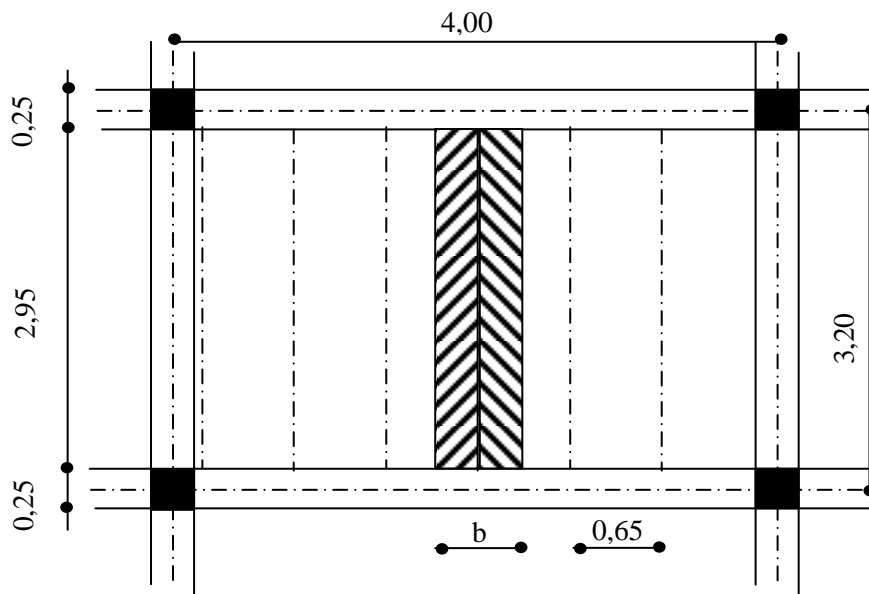


Figure III.1.3. Distribution des charges sur la poutelle

Ferrailage à l'E.L.U:

a. Le moment en travée :

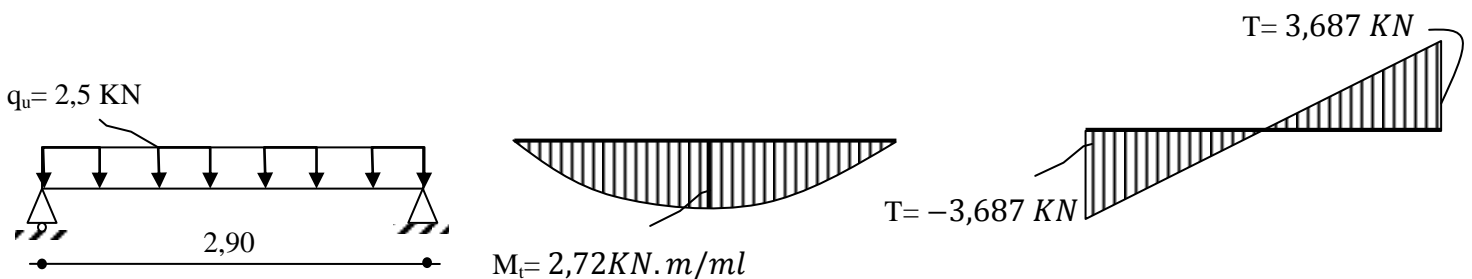
$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times (2,95)^2}{8} = 2,72 \text{ KN.m/ml}$$

b. L'effort tranchant aux appuis :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 2,95}{2} = 3,687 \text{ KN}$$

L'enrobage :  $c=2\text{cm}$

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



$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}} = \frac{2,71 \times 10^3}{12 \times 2^2 \cdot \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5}} = 3,985 \gg \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée}$$

Figure III.1.4. Diagrammes des efforts internes

**Conclusion :**

La hauteur de la poutrelle ne nous permet pas de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent, il est nécessaire de prévoir **un étaillage** pour aider la poutrelle à supporter les charges.

- **Calcul de la distance entre les étais :**

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

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_\ell = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$M_\ell = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\frac{8 \cdot M_\ell}{q_u}}$$

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8 \cdot M_\ell}{q_u}} \Rightarrow \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92m$$

On adopte un étau tout les 90cm.

**b. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée solidaire avec la dalle de compression, elle sera calculée comme une poutre continue posée sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes:  $G = 5,51 \times 0,65 = 3,581 \text{ KN/ml}$ .

Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$ .

- **Plancher étage courant et RDC :**

Charges permanentes:  $G = 5,25 \times 0,65 = 3,412 \text{ KN/ml}$ .

Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ .

- **Plancher étage de service :**

Charges permanentes:  $G = 5,25 \times 0,65 = 3,412 \text{ KN/ml}$ .

Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$ .

### III.1.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- a. Méthode forfaitaire.
- b. Méthode des 03 moments.
- c. Méthode de Caquot.

#### a. Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées sous réserves de satisfaire toutes les conditions suivantes:

**01°** - La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \text{Max} (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

**02°** - Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

**03°**-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ( $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ ).

**04°** - La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Avec :

$M_0$ : Moment max de la travée indépendante.

$M_t$ : Moment max dans la travée étudiée.

$M_w$ : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

$M_e$ : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

$\alpha$  : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes « G » et des charges d'exploitation « Q » :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs prise pour «  $M_t$  ;  $M_w$  ;  $M_e$  » doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] \\ \quad \quad \quad \text{Avec} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

**0,6M<sub>0</sub>** dans le cas d'une poutre à deux travées.

**0,5M<sub>0</sub>** pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

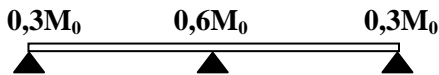
**0,4M<sub>0</sub>** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

**0,3M<sub>0</sub>** pour les appuis de rive semi encastrés.

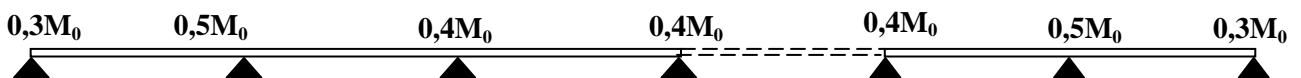
Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

❖ *Cas de 02 travées :*



❖ *Cas de plusieurs travées*



Pour les calculs, nous opérons un cas, quant aux autres, ils seront résumés dans un tableau récapitulatif.

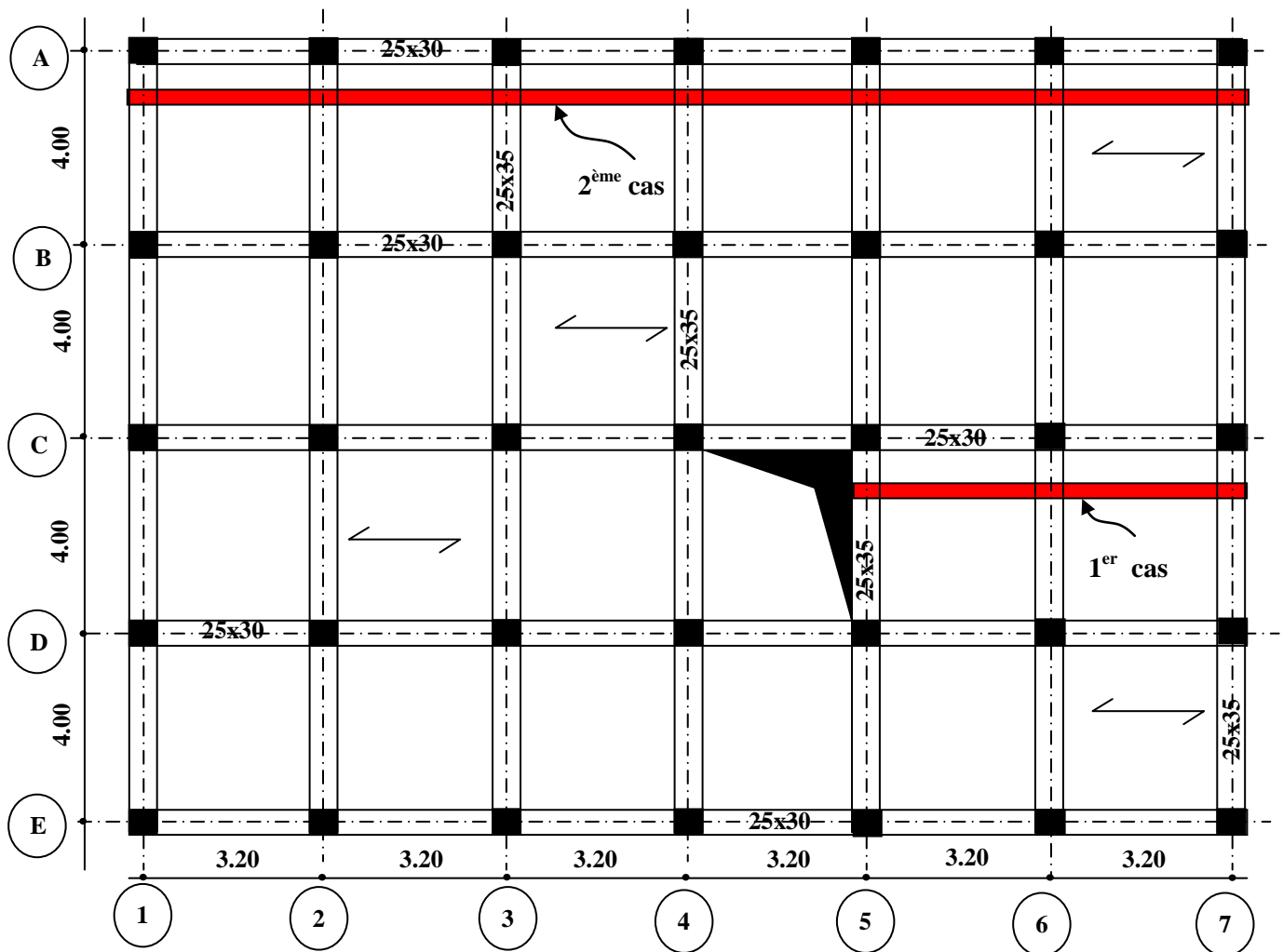


Figure III.1.5. Types de poutrelles à étudier

**b. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

**1°-** La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \text{Max}(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

➤ Pour le plancher terrasse

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,51 \text{ KN/m}^2$

$1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max}\{2 \times 5,51; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq 11,02 \text{ KN/m}^2$  Condition vérifiée.

➤ Pour le plancher d'étage courant

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,25 \text{ KN/m}^2$

$1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max}\{2 \times 5,25; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,5 \text{ KN/m}^2$  .....Condition vérifiée.

➤ Plancher étage de services (bureaux) :

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,25 \text{ KN/m}^2$

$2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max}\{2 \times 5,25; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,5 \text{ KN/m}^2$  .....Condition vérifiée.

02° - Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. .... Condition vérifiée.

03°- Le rapport de 02 portées successives ( $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ ).

Dans notre cas, toutes les travées sont identiques dans le sens de pose des poutrelles

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,20} = 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4°- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ..... Condition vérifiée.

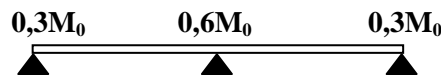
En conclusion, la méthode forfaitaire est applicable .

**III.1.2.2 Lancement des calculs:**

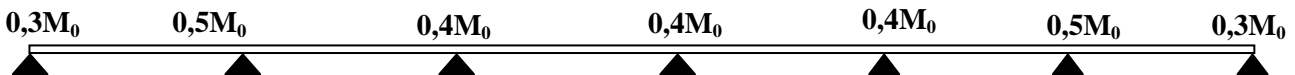
Pour le calcul, on se contente de calculer poutrelles les plus sollicitées.

Dans notre structure nous avons deux cas à étudier tels sont figurés au schémas ci-dessous :

1<sup>er</sup> cas (02travées)



2<sup>ème</sup> cas (06 travées)



**1. Combinaison de charge à l'ELU :**

La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$q_u = (1,35G+1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,25+1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,044\text{KN.m.}$$

**2. Calcul des sollicitations à E.L.U :**

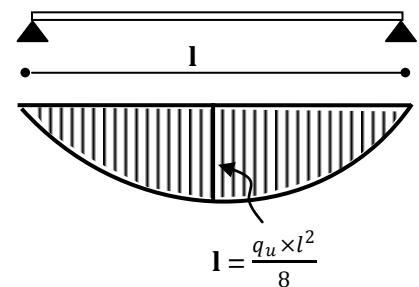
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,044 \times 3,20^2}{8} = 9,017\text{KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2,5}{5,25 + 2,5} = 0,332$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,332 = 1,099$$

Dans le cas d'une travée intermédiaire :

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,099}{2} = 0,550$$



Dans le cas d'une travée de rive :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,332}{2} = 0,650$$

Pour le 2<sup>ème</sup> types de poutrelles (plusieurs travées)

❖ Calcul des moments aux appuis :

$$M_5 = M_7 = 0,3 M_0 = 0,3 \times 9,017 = 2,705 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,6 M_0 = 5,410 \text{ KN.m/ml.}$$

❖ Calcul des moments en travées :

Les 02 travées sont considérées de rives (et identiques) donc :

$$M_t \geq -\frac{2,705 + 5,410}{2} + \max[1,05 \times (9,017); 1,099 \times (9,017)] \text{ et } M_t \geq 0,650 \times (9,017)$$

$$M_t \geq -4,146 + \max(9,468; 9,910) \text{ et } 5,859 \Rightarrow M_t \geq 5,859 \text{ KN.m}$$

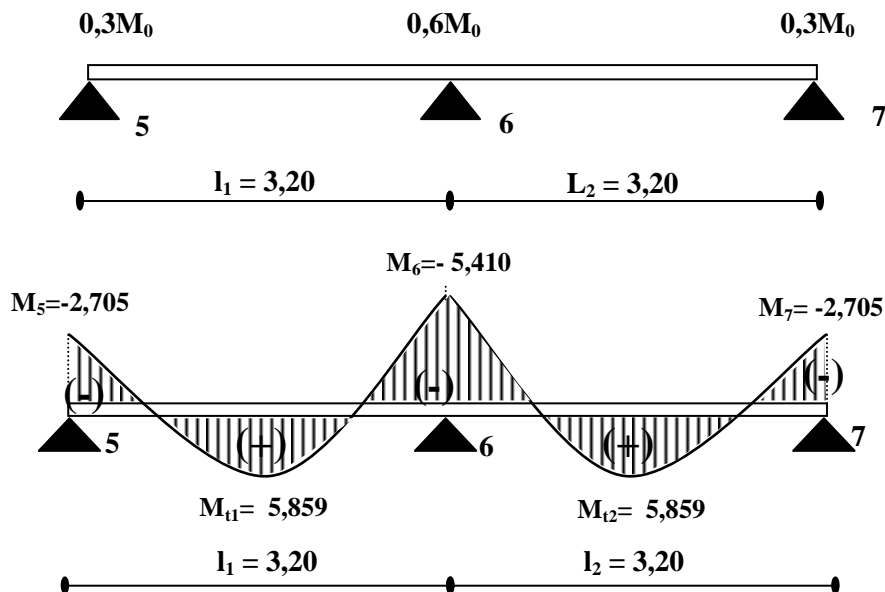


Figure III.1.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU KN.m

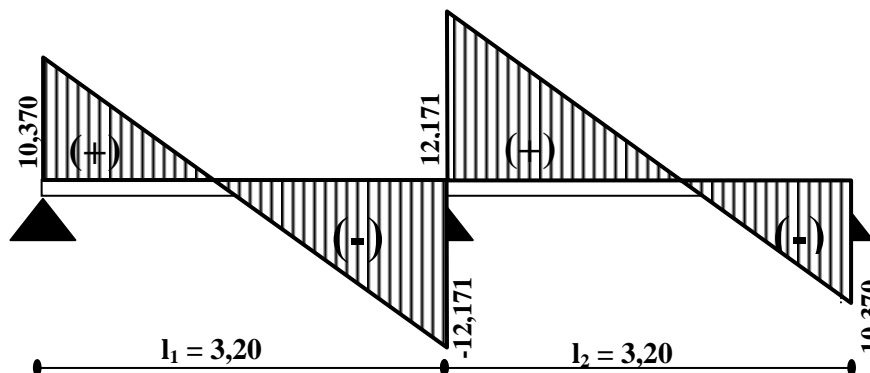
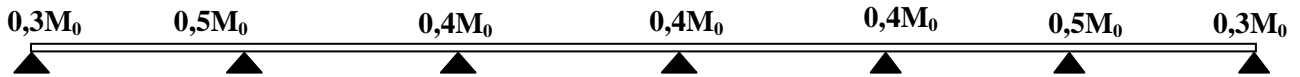


Figure III.1.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

*Pour le 2<sup>ème</sup> types de poutrelles (plusieurs travées)*



Les valeurs trouvées sont directement portées sur les diagrammes des efforts internes puis résumées dans le tableau récapitulatif

Les sollicitations pour le plancher-terrasse à L'E.L.U :

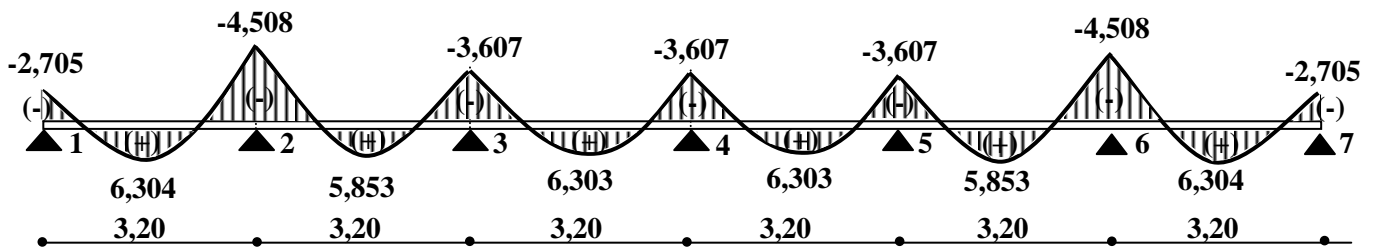


Figure III.1.8. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U KN.m

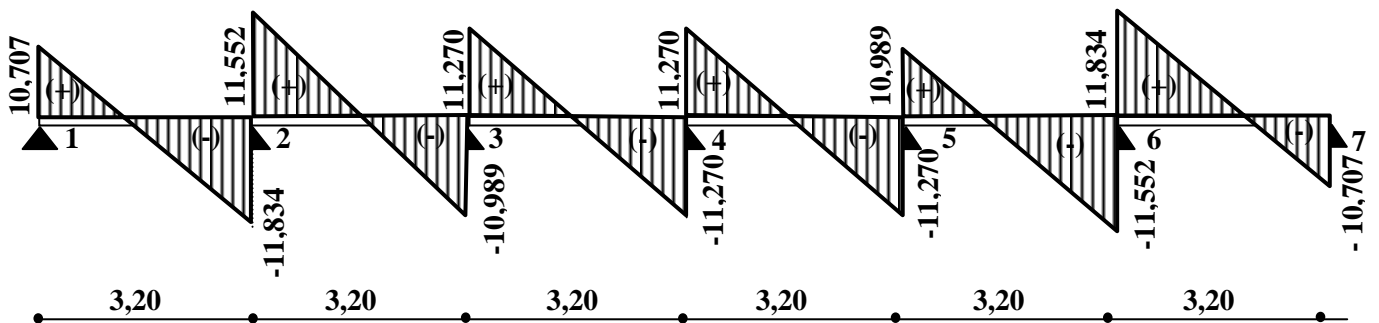


Figure III.1.9. Diagramme des efforts tranchants à l.E.L.U (KN.m)

Tableau III.1.1. Efforts internes dans les poutrelles du plancher terrasse à l'E.L.U

Etage courant	Type	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments aux appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	Type 01	05			10,370	2,705
06		-12,171	12,171		5,410	
07		-10,370			2,705	5,859
Type 02	01			10,707	2,705	6,304
	02	-11,834	11,552		4,508	5,853
	03	-10,989	11,270		3,607	6,303
	04	-11,270	11,270		3,607	6,303
	05	11,270	10,989		3,607	5,853
	06	-11,552	11,834		4,508	6,304
	07	-10,707			2,705	

### 3. Ferrailage à l'E.L.U :

Le ferrailage se fera à l'E.L.U en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

#### • En travée :

Le moment max :  $M_t^{\max} = 6,304 \text{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d - 0,5h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^6 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) = 59,072 \text{KN.m} \gg M_t^{\max} = 6,304 \text{KN.m}$$

$M_0 \gg M_t^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression  $\Rightarrow$  Le calcul se fera en considérant

**une section rectangulaire de section (b x h)=(65x20).**

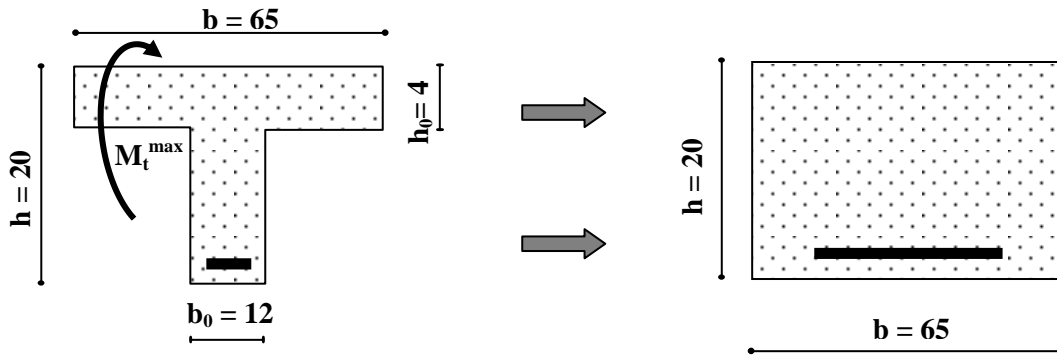


Figure III.1.10. Représentation de la poutrelle aux travées

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,304 \times 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,021 \ll \mu_\ell = 0,392$$

Section simplement armée

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tableau par interpolation)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{6,304 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

Le moment max aux appuis est :  $M_a^{max} = 5,410 \text{ KN.m}$ .

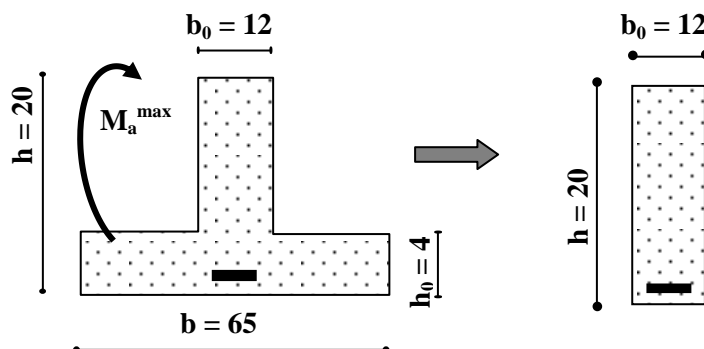


Figure III.1.11. Représentation de la poutrelle aux appuis

Étant donnée la table de compression est entièrement tendu au niveau des appuis, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,410 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,098 \ll \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,410 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA12} = 1,131 \text{ cm}^2$$

#### 4. Vérifications à l'E.L.U :

##### 4.1. Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91)

###### ➤ En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,41 < A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

###### ➤ Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### 4.2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91):

$$V_u^{max} = 12,171 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,171 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,563 \text{ MPa}$$

$b_0$  : Largeur de l'âme.

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle limite.

Pour la fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,563 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### 4.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3/BAEL91) :

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres tendues  $\Rightarrow \sum u_i = 3,14 \times 12 = 37,68\text{mm}$ .

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement  $\Psi_s = \begin{cases} 1: \text{Rond lisse.} \\ 1,5: \text{Haute adhérence.} \end{cases}$

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte admissible d'adhérence.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence ultime

$$\tau_{se} = \frac{12,171 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 1,99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

**longitudinales.**

#### 4.4. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91 modifié 99)

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

La longueur de scellement droit  $L_s$ :

$$L_s = \frac{\phi_1 \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{se}}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 50 \text{ cm}$  comme longueur de scellement droit.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_c = 0,5 \cdot L_s$

$$L_c = 0,5 \times 50 = 25 \text{ cm.}$$

#### 4.5. Influence de l'effort tranchant :

➤ **Sur le béton: (Art A.5. 1, 313/BAEL91/99)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 12,171 \times 10^3}{120 \times 0,9 \cdot 180} = 1,252 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Sur l'acier :**

**Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)**

Le présent article du B.A.E.L91 stipule que si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU  $M_u$  tel que  $M_u < 0,9.V_u \cdot d$ , alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à:

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d}$$

On a :

$$0,9.V_u \cdot d = 0,9 \times 12,171 \times 0,18 = 1,97 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 5,410 \text{ KN.m} > 0,9 \times V_u \times d = 1,69 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

**Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91) :**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ , d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :  $A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

$$A_{st \text{ ancrée}} = \frac{12,171 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 1,131 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

**4.6. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (Art A.5. 1, 322/BAEL91) :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot 0,9.d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,171 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,789 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table/nervure (Art A.5.3,2/BAEL91)**

S : l'effort tangent par unité de longueur relatif à la largeur b de l'hourdis.

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement du béton dans la section de jonction avec la nervure.

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

Alors pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12,171 \times 10^3 \times (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,966 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration non préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,966 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 4.8. Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour le } \phi_6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi_6$  .  $A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$ .

#### 4.9. Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prendra l'espacement inférieur à  $S_t$  dans la série de Caquot :

$$7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 40 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{On prend : } S_{t0} = 16 \text{ cm}$$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initial.

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_{t0} = 8 \text{ cm.}$$

#### 4.10. Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition suivante :  $A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{235} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

### 5. Vérifications à l'E.L.S :

Pour les calculs à l'E.L.S, on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations ; cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport  $\beta = \frac{q_s}{q_u}$  et on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

#### 5.1. Combinaison de charge à l'E.L.S :

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (5,25+2,5) \times 0,65 = 5,037 \text{KN/ml.}$$

#### 5.2. Calcul des efforts internes :

Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants donnés ci- dessous sous forme de diagrammes.

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,037}{7,044} = 0,715$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8}. \text{ Avec } l : \text{ la plus grande portée dans le sens de pose des poutrelles.}$$

(Dans notre cas, les travées sont identiques de  $l = 3,20\text{m}$ )

$$M_0 = \frac{5,037 \times (3,2)^2}{8} = 6,447 \text{KN.m}$$

En appliquant la méthode forfaitaire, on procède au calcul des moments fléchissant et efforts tranchants.

Pour 1<sup>er</sup> type de poutrelles (02 travées) :

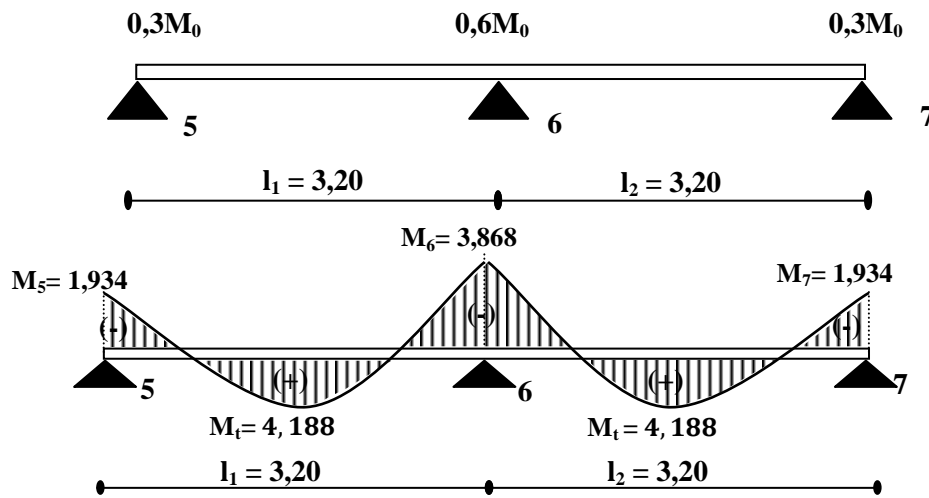


Figure III.1.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

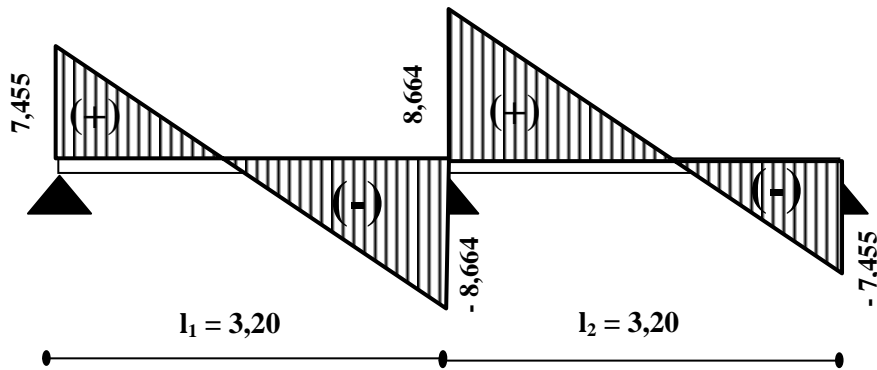


Figure III.1.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Pour le 2<sup>ème</sup> type de poutrelles (plusieurs travées) :

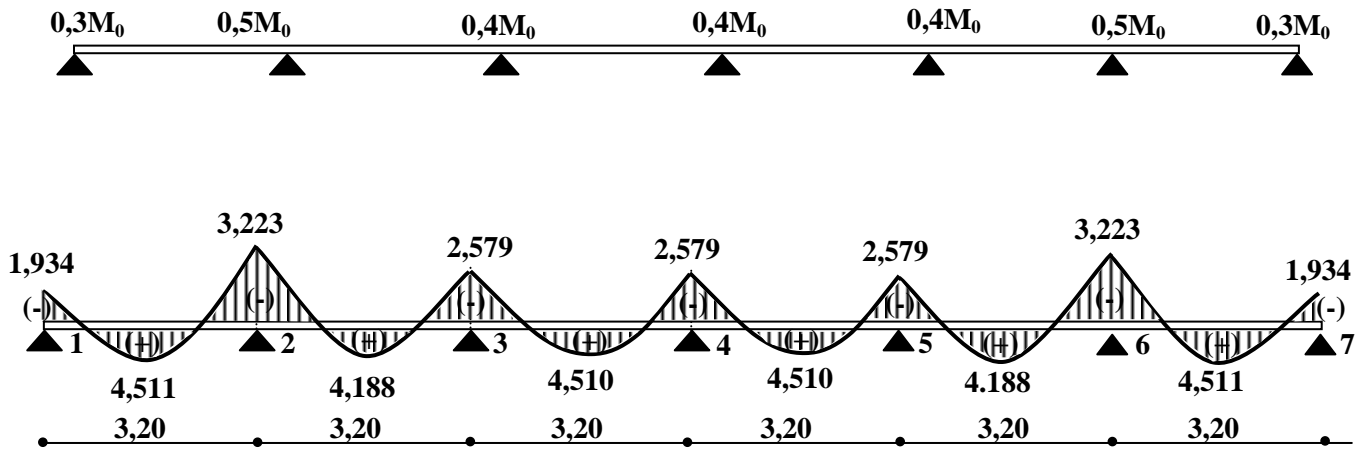


Figure III.14. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S (KN.m)

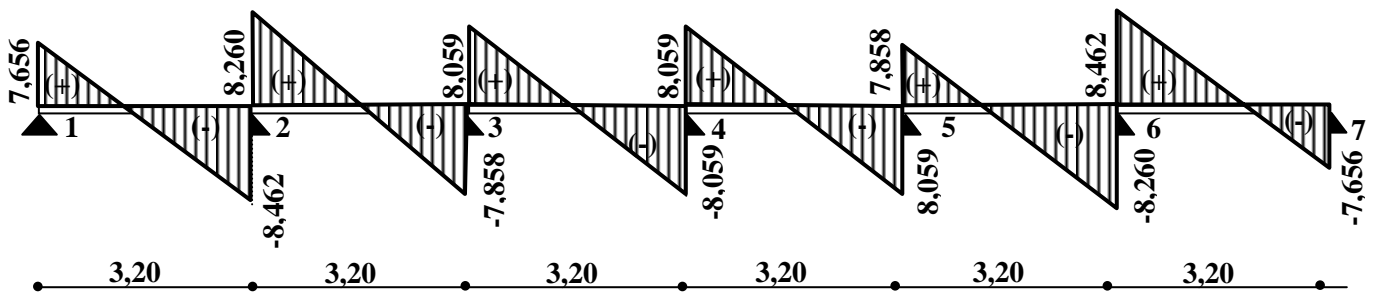


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S (KN.m)

Tableau III.1.2. Efforts internes des poutrelles de l'étage courant 1 à l'E.L.S.

Etage courant	Type	Appuis	Efforts tranchants (KN)		(Moments aux appuis KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	Type 01	05			7,455	1,934
06		-8,664	8,664	3,868		
07		-7,455			1,934	4,188
Type 02	01			7,656	1,934	4,511
	02	-8,462	8,260	3,223		4,188
	03	-7,858	8,059	2,579		4,510
	04	-8,059	8,059	2,579		4,510
	05	8,059	7,858	2,579		4,188
	06	-8,260	8,462	3,223		4,511
	07	-7,656			1,934	

### B.5.3. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### B.5.4. Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

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

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

$$\text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa ; } \quad \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1,d} \cdot A_s}$$

**En travée :**

#### • Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec } A_s = 1,57 \text{ cm}^2 : \text{ section de ferrailage trouvée à l'E.L.U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow k_1=25,50 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,511 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 182,219 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182,219 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

• **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{182,219}{25,50} = 7,146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**B.5.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)**

D'après les règles du BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad h : \text{ hauteur de la dalle ; } L : \text{ longueur libre de la poutrelle considérée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{295} = 0,068 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les poutrelles du plancher étage de service seront ferrillées comme suit :

➤ **Armatures longitudinales :**

2HA10 pour le lit inférieur + 1HA08 pour le lit supérieur au niveau de la travée.

2HA10 pour le lit inférieur + 1HA12 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

➤ **Armatures transversales :**

1 étrier de Ø6 aux appuis et en travée.

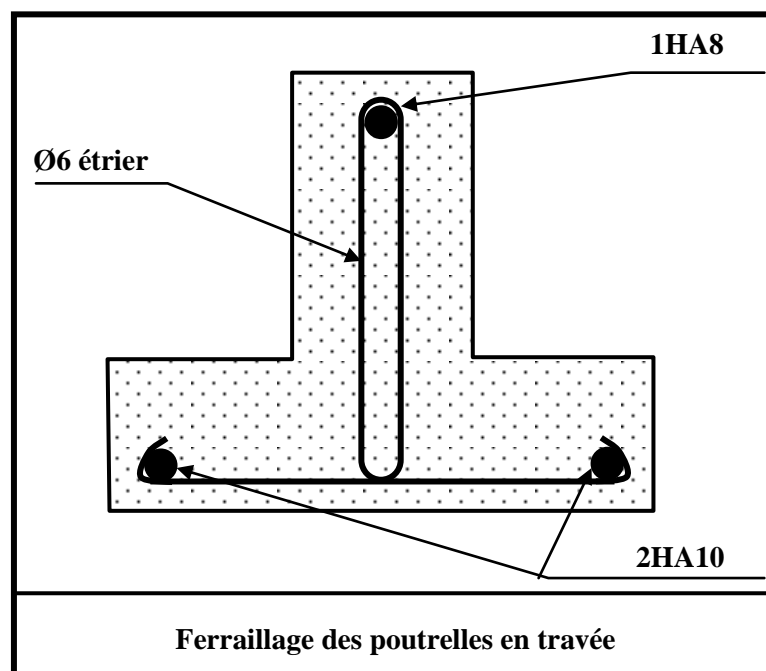
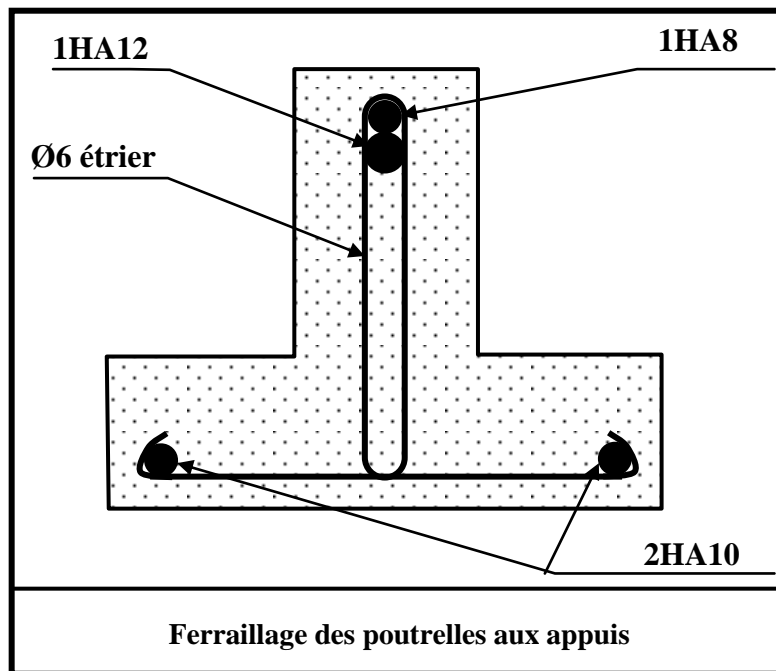


Figure III.1.16. Ferrailages des poutrelles

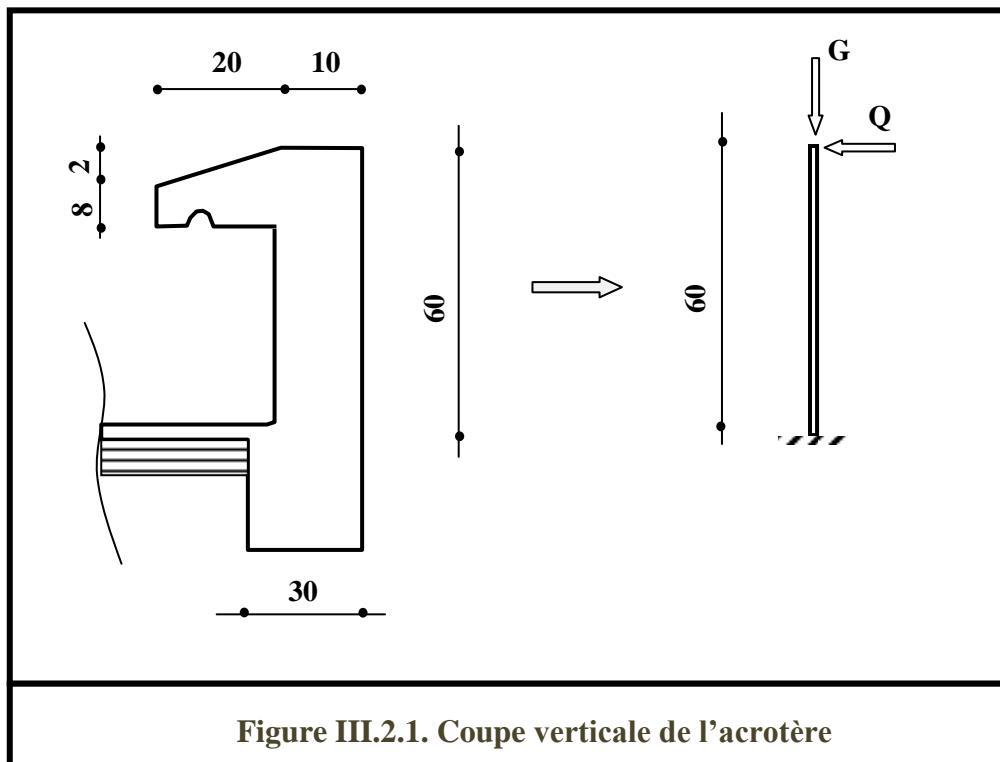
### III.2.Acrotère :

#### III.2.1 . Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ;

L'acrotère est 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 (Poussée latérale)  $Q=1[\text{KN/ml}]$  non pondérée 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.



III.2.2 Calcul des sollicitations

- Détermination des charges

- Effort normal due au poids propre  $G$  :

$$G = S \times \rho$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton = 25 KN/m<sup>3</sup>

S: Section transversal

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,2 \times 0,1) - \left(\frac{0,02 \times 0,2}{2}\right) = 0,078m^2$$

$$G = S \times \rho = 0,078 \times 25 = 1,95 \text{ KN/ml} \qquad G = 1,95 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à la poussée latérale  $Q$  :  $Q = 1,00 \text{ KN /ml.}$

- Les efforts internes

- Effort normal

$$N = G = 1,95 \text{ KN/ml}$$

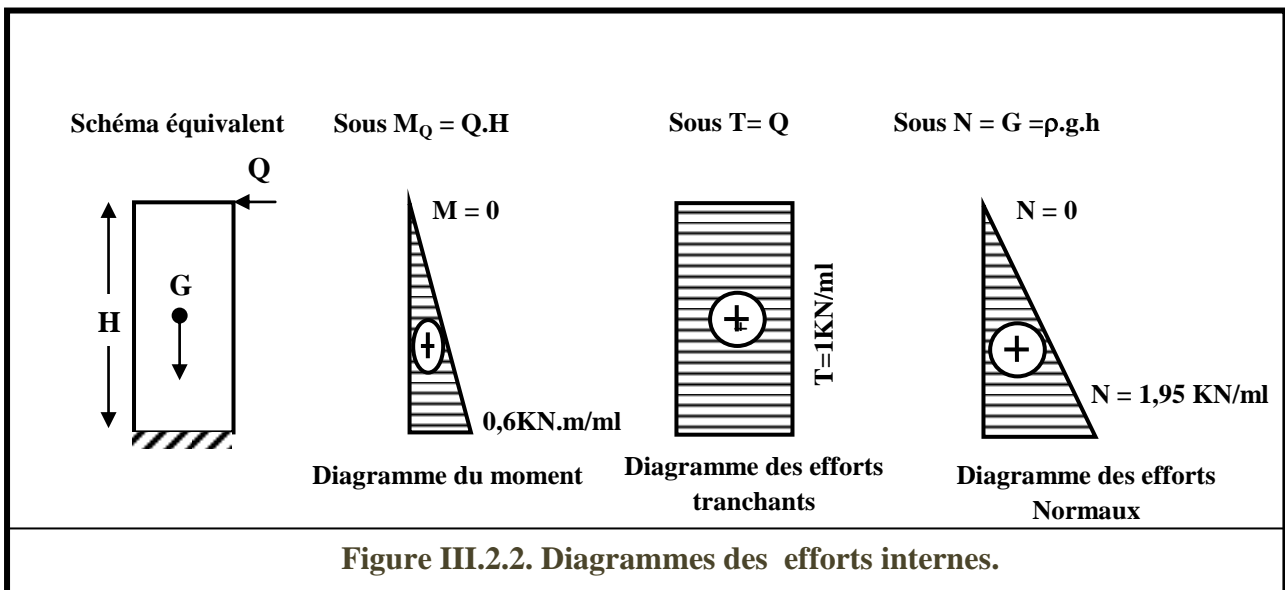
- Effort horizontal

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$



**III.23 Combinaisons de charges :**○ *A l'état limite ultime (ELU):*

La combinaison est  $1,35 G + 1,50 Q$ .

Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,95 = 2,632 \text{ KN/ml}$ .

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

Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,60 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m}$ .

○ *A l'état limite de service (ELS) :*

La combinaison est  $G + Q$ .

Effort normal de compression :  $G = N_s = 1,95 \text{ KN/ml}$ .

Effort tranchant :  $T_s = T = 1,00 \text{ KN/ml}$ .

Moment de renversement :  $M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m/ml}$ .

**III.24 .Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à l'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de hauteur  $h=10\text{cm}$  et de largeur  $b=100\text{cm}$ , soumise à un effort normal  $N_u$  et un moment de renversement  $M_u$ , vérifié à l'ELS.

Pour déterminer les armatures, on procède à la méthode de calcul en flexion composée.

L'étude de la section du béton se fera en flexion simple sous un moment fictif ( $M_f$ ) afin de déterminer les armatures fictives ( $A_f$ ) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles ( $A$ ).

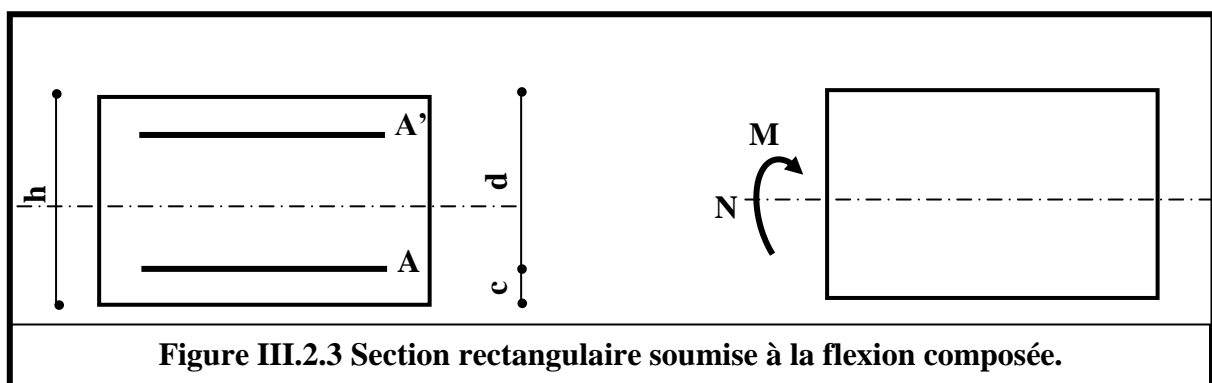


Figure III.2.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

## III.2.4.1 Calcul à L'ELU

○ *Position de l'axe neutre (calcul de l'excentricité)*

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,632} = 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

Nous avons :

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

$a$  : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$e_u \geq \frac{h}{2} - c \quad 34 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) puis on se ramène à la flexion composée.

○ *Calcul en flexion simple*• **Le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,632 \times \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,980 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de  $\mu$  (moment réduit) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,980 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,010$$

$\mu_{bu} = 0,010 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$A_f$  : armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,980 \times 10^2}{0,995 \times 8 \times 34,8} = 0,35 \text{ cm}^2$$

○ *Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)*

$$A_{st} = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Soit la section réelle des armatures (flexion composée) :

$$A_{st} = 0,35 - \frac{2,632}{34,8} = 0,27 \text{ cm}^2$$

### III.2.4.2. Vérifications à L'ELU :

*a. Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 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.

• **Armature principale :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,95} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{30 - (0,455 \times 8)}{30 - (0,185 \times 8)} \right]$$

$$A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte la section :  $A = A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8**  $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA8**  $\Rightarrow Ar = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = (60 - 6) / 4 = 13,5 \text{ cm}$

**L'enrobage « c » est pris égal à 3cm.**

**III.25 . Vérification du ferrailage :****• A l'état limite ultime (ELU) :****a. Vérification au cisaillement :(Art5.1, 1 /BAEL91)**

La fissuration étant non préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ \frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,00187 \text{ KN/cm}^2 = 0,0187 \text{ MPa}$$

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

**b. Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91)**

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

$\psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\text{Acier haute adhérence} \quad \Rightarrow \quad \psi_s = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,053 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre des barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,53} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{La section est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**c. Espacement des barres (art.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 =  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$

**d. Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)**

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

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 30 \text{ cm}$

**• Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

**a. Dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable du fait que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc :

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

$\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,920$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 8 \times 2,01 \times 10^3} = 40,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 20163 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**b. Dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,251 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,920 \xrightarrow{\text{tableau}} K_1 = 47,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,5} \times 40,56 = 0,85 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :( Art.6.2.3 /RPA 99 V2003)**

L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$ .

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A = 0,15$

$$\begin{cases} \text{Azazga Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0,3$  (tableau 6-1) du RPA99

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,95 \text{ KN/ml}$$

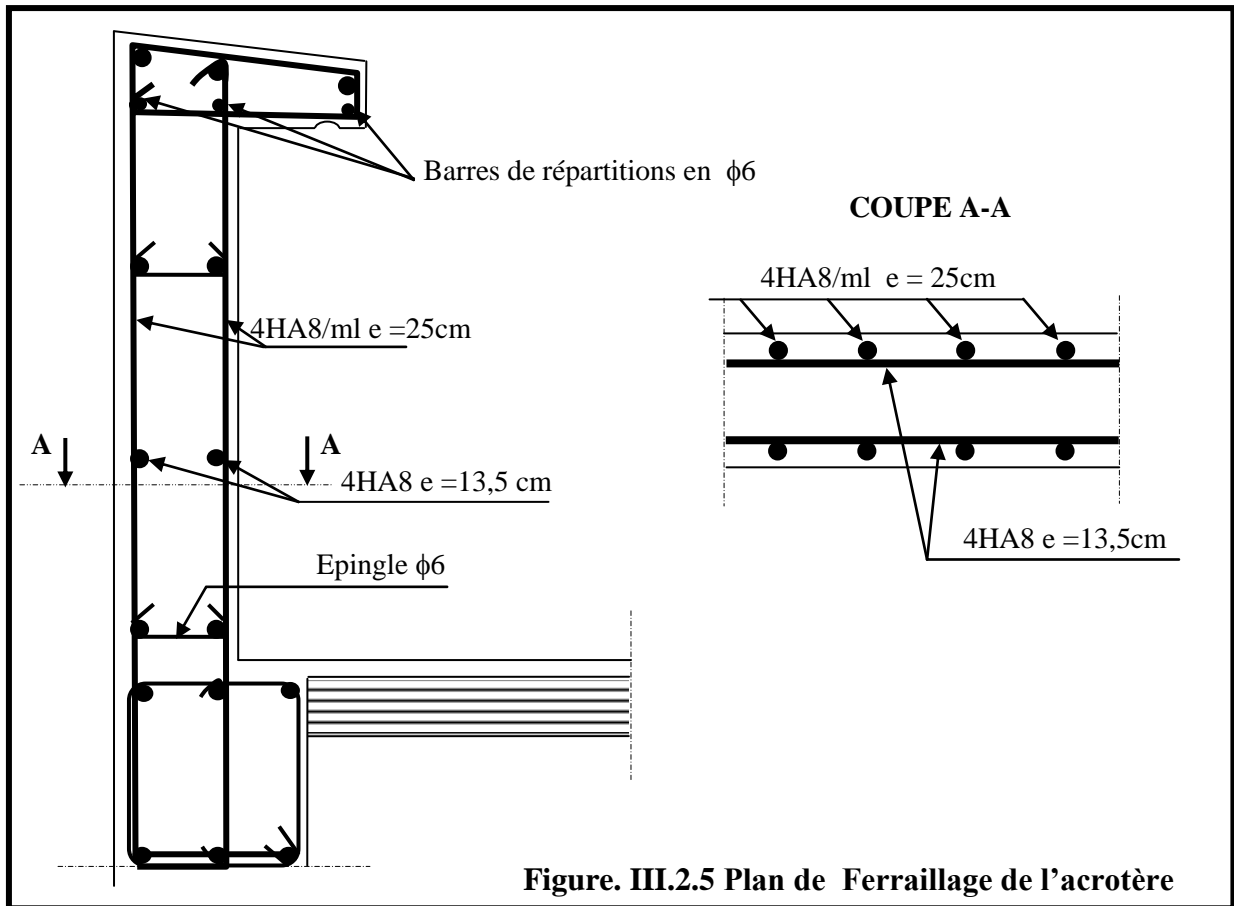
D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,95 = 0,351 < Q = 1 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

L'acrotère sera ferrailé comme suite :

- Armatures principales : 4HA8/ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartition : 4HA8/ml avec  $S_t = 13,5 \text{ cm}$ .



### III.3. Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console qui est ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente  $G$  (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre  $g$  (poids propre des murs), et une charge d'exploitation  $Q$ .

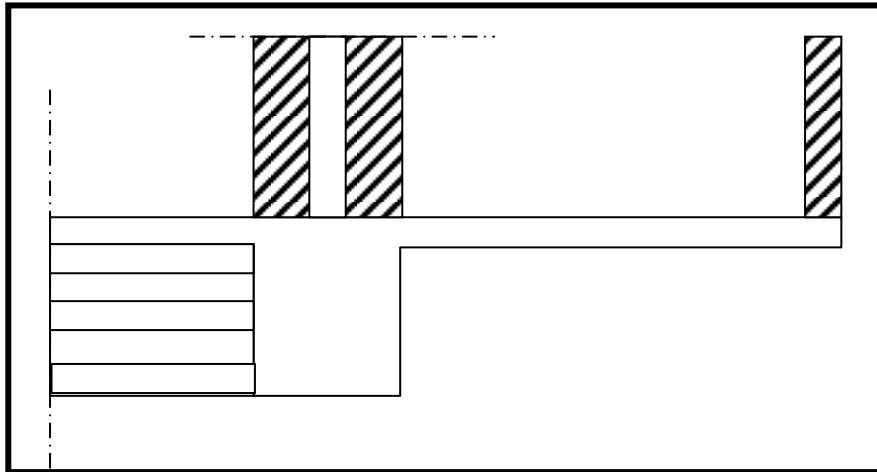


Figure III.3.1. Coupe verticale du balcon

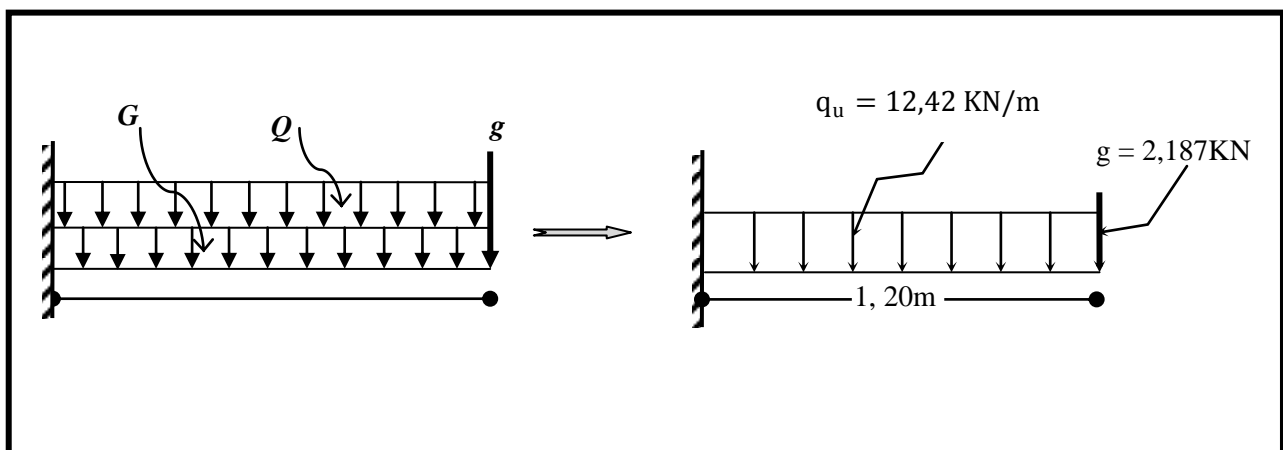


Figure III.3.2. Schéma statique du balcon

Le balcon est soumis aux charges suivantes :

$G$  : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

$Q$  : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

$g$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**III.3.1. Dimensionnement du balcon :**

Epaisseur de la dalle  $e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12$  [cm] ... .. on prend :  $e = 15$ cm

Avec :

L : largeur de balcon.

**III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :**

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- **Charges permanentes:**

**Tableau III.3.1 Charges permanentes du balcon**

Eléments		Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Dalle pleine</b>		25 × 0,15	3,75
<b>Revêtements</b>	<b>Carrelage</b>	22 × 0,02	0,44
	<b>Mortier de pose</b>	22 × 0,02	0,44
	<b>Couche de sable</b>	18 × 0,02	0,36
	<b>Enduit de ciment</b>	18 × 0,02	0,36
<b>Somme (G)</b>			<b>5,35</b>

- **Charges permanentes due au garde corps :**

**Tableau III.3.2 Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps**

Eléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Brique</b>	9 × 0,1	0,9
<b>Enduit de ciment</b>	18 × 0,02 × 2	0,72
<b>Somme (g)</b>		<b>1,62</b>

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

○ **Charges permanentes :**

Charges permanentes :  $G_{Balcon} = 5,35 \text{KN}/\text{m}^2$ .

Charges de garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur et de 1,10 de hauteur :

$G_{gc} = 1,62 \times 1,1 \times 1 = 1,78 \text{KN}$ .

○ **Surcharge d'exploitation :**

D'après DTR  $Q = 3,5 \text{KN}/\text{m}^2$

**III.3.3. Combinaisons de charges :**

**a. l'E.L.U :**

➤ **La dalle :**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ml}$

$q_u = (1,35 \times 5,35) + (1,5 \times 3,5) = 12,47 \text{KN}/\text{ml}$

➤ **Le garde corps :**

$g_u = (1,35 \times g) \times 1 \text{ml} = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{KN}/\text{ml}$

**b. A l'E.L.S :**

➤ **La dalle**

$q_s = (G + Q) \times 1 \text{m} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{KN}$

➤ **Le garde corps :**

$g_s = g = 1,62 \text{KN}/\text{ml}$

**III.3.4. Calcul des moments fléchissant :**

**a. A l'E.L.U :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12,47 \times 1,2^2}{2} + 2,187 \times 1,2$$

$M_u = 11,603 \text{KN.m}$

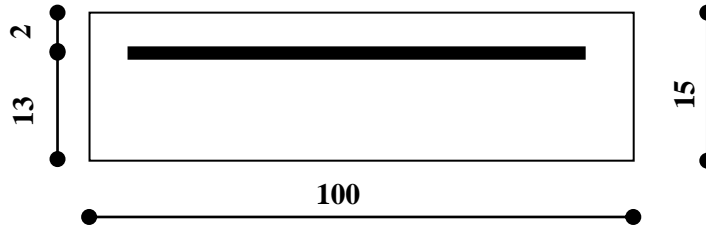
**b. A l'E.L.S :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8,85 \times 1,2^2}{2} + 1,62 \times 1,2$$

$M_s = 8,316 \text{KN.m}$

### III.3.5. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



#### ❖ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,603 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,048 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,603 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15 cm**

#### ❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20cm**

### III.3.6. Vérifications à l'ELU :

#### a. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b. Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

**Armatures principales:**  $S_t = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_{ti}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions:**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_{ti}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

#### c. Vérification de la l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

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

$$V_u = q_u \times l \times g_u = 12,47 \times 1,2 + 2,187 = 17,151 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 10 = 188,84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,151 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,84} = 0,776 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,776 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,151 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)**

❖ **Armatures principales**

$$S_{t1} = 15 \text{ cm} \leq \min \{ 3h ; 33 \} = \min \{ 3 \times 15 ; 33 \} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 4h ; 45 \} = \min \{ 4 \times 15 ; 45 \} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.7. Vérification à l'ELS :**

**f. Contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \} = \min (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 13} = 0,494$$

$$\rho_1 = 0,494 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,894 \xrightarrow{\text{Tableau}} K_1 = 32,17$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8,316 \times 10^3}{0,894 \times 13 \times 4,71} = 151,919 \text{ MPa} < 164,97 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**g. Contrainte dans le béton :**

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

Avec :

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

$$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{151,91}{32,17} = 4,722 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,722 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**h. Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,01 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

On adopte  $l_s = 40 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On adopte  $L_r = 16 \text{ cm}$

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile

**i. Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{120} = 0,125 \geq 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{12,386}{10 \times 12,386} = 0,1 \quad \rightarrow \quad \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13} = 0,0036 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

*j. Calcul de la flèche :*

La valeur de la flèche maximale  $V_f$ , sous des charges de longue durée d'application est :

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

Avec :

$I$  : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$E_v$  : module de déformation déferée.

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25}$$

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

$L$  : portée de la console ( $L=1,20\text{m}$ )

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \times \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \text{ et } \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son centre de gravité

$B_0$  : Section homogénéisée

$$B_0 = bh + 15A_s = 100 \times 15 + 15 \times 4,71 = 1570,65 \text{ cm}^2$$

$S_X$  : Moment statique de la fibre supérieure non fissurée dans la partie tendue.

$$S_X = \frac{bh^2}{2} + 15d \cdot A_s = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 12 \times 4,71 = 12097,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_X}{B_0} = \frac{12097,8}{1570,65} \rightarrow V_1 = 7,70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,70 \rightarrow V_2 = 7,30 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7,7^3 + 7,3^3) + 15 \times 4,71 (7,3 - 2)^2 \quad I_0 = 30169,558 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13} = 0,0036$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0036(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 6,39$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0036 \times 157,68 + 2,1} = 0,840$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30169,558}{1 + 0,4 \times 6,39 \times 0,840} = 10545,31 \text{ cm}^4$$

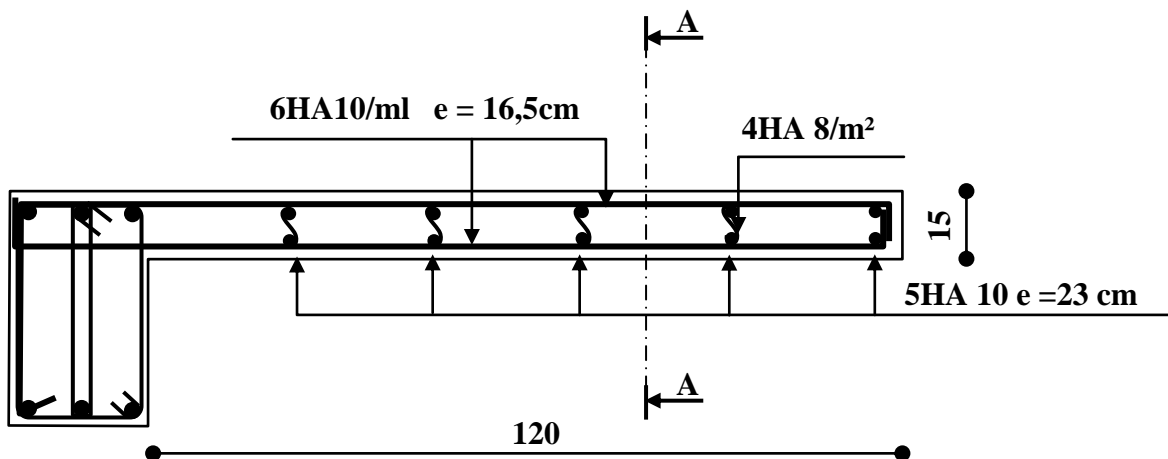
D'où :

$$f_v = \frac{12,386 \times 10^5 (120)^2}{4 \times 10818,865 \times 10^2 \times 10545,31} = 0,391 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f}_v = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,871$$

cm >  $f_v = 0,391$  **Condition vérifiée**



**COUPE A-A**

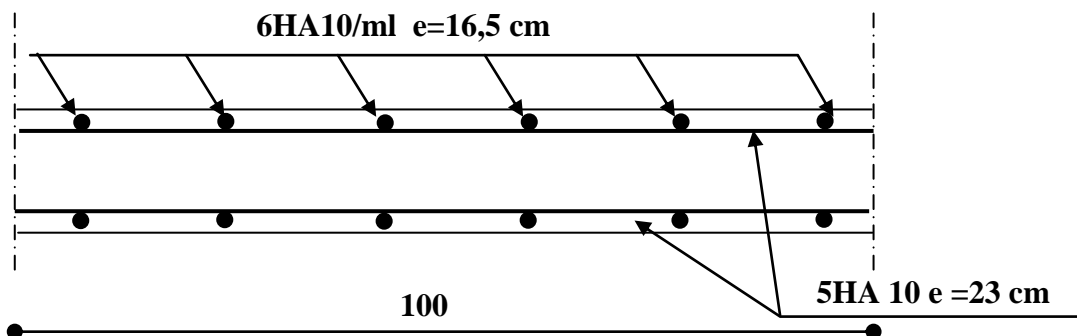


Figure III.3.3. Schéma de ferrailage des balcons

### III.4. Calcul de l'escalier :

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

Notre tour comporte deux types d'escaliers, l'un menant vers les étages d'habitation ; constitué de deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire) ; l'autre type d'escalier (droit à un seul volet) destiné à assurer le passage des clients vers l'étage de services. Les deux types sont en béton armé coulé sur place.

Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques.

#### III.4.1. Caractéristique dimensionnelles :

**Marche** : partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, mais pouvant être de formes variées (arrondie, triangulaire, hélicoïdale, ... etc).

**Contre marche** : partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

**Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives,

**Giron (g)** : distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

**Montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

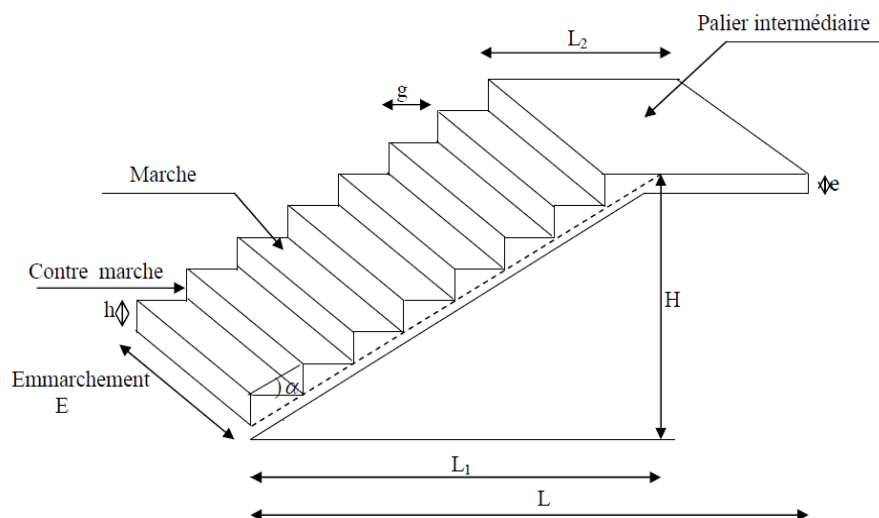
**Volée** : ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

**Palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

**Emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

**Ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, elle est en général, à 0,65 m du collet, si  $E \geq 1$ m.

**Paillasse** : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche



III.4.1. Coupe verticale de l'escalier

**III.4.2. Notation utilisées :**

- g** : Giron (largeur des marches) ;  
**E** : Emmarchement ;  
**L<sub>1</sub>** : Longueur projeté de la volée ;  
**L<sub>2</sub>** : Longueur du palier intermédiaire ;  
**L** : Longueur projetée du palier et de la paillasse  $L=L_1+L_2$  ;  
**e<sub>p</sub>** : Épaisseur de la paillasse ;  
**H** : Hauteur de la volée.

**III.4.3. Calcul de l'escalier d'étage courant :****III.4.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **marches et contre marches :**

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

Où : h : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

g : le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm].

On adopte : h=17cm.

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

Pour l'étage courant H = 3,06m.

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 09 contre marches et 08 marches par volée. (n = 09 ; m = 08)

- **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n - 1}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} L_1 = 2,40m \\ H = 1,53m \end{cases}$$

La hauteur du palier de repos : H=1,53m

La longueur de la ligne de foulée :  $L_1 = g (n-1) = 30 (9-1) = 240m$

$$g = \frac{240}{9 - 1} = 30$$

On prend g = 30cm

- *Vérification de la relation de BLONDEL :*

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que :  $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- *Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :*

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, elle sera déterminée par la formule suivante:

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse :  $L=L_1+L_2$

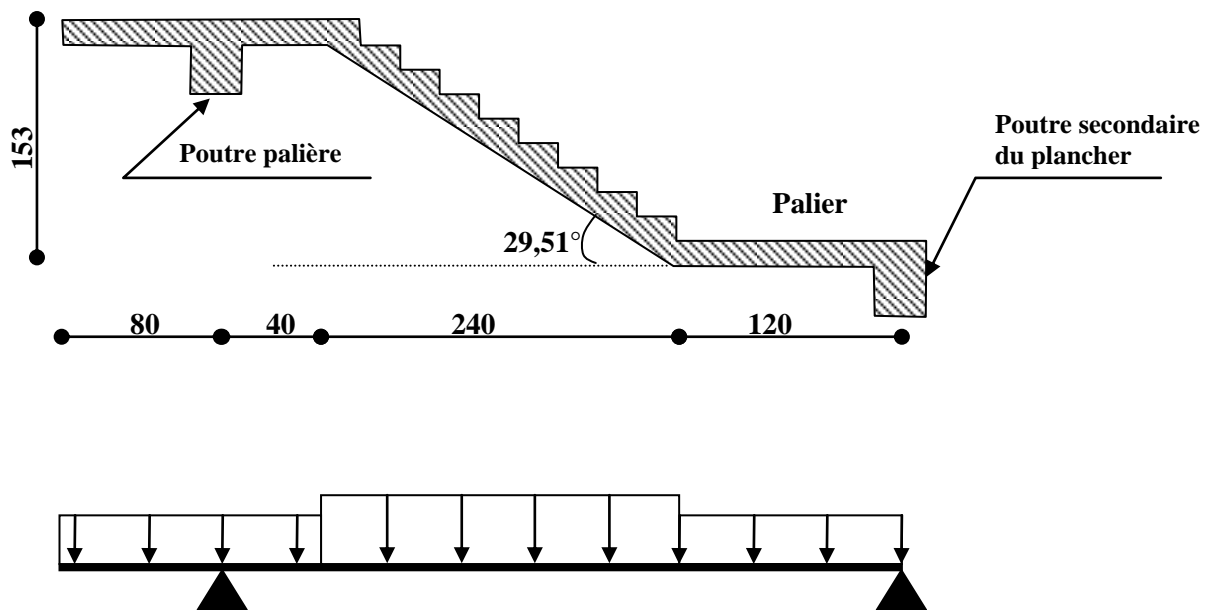
$$L = 240 + 120 \Rightarrow L = 360\text{cm} \Rightarrow \frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20} \Rightarrow 12 \leq e_p \leq 18$$

On prend :  $e_p = 15\text{cm}$

Calcul de  $\alpha$  :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_3} = 0,87 \Rightarrow L_3 = 275,86$$



### III.4.2. Représentation d'escalier de l'étage courant.

### III.4.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée sur les deux paliers.

#### Les charges permanentes :

- Paillasse :

**Tableau III.4.1. Charges revenant à la paillasse.**

Élément	ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN/ml)
Paillasse :	0,15	25	$25 \times 0,15 / 0,87 = 4,31$
Marche :	0,17	25	$25 \times 0,17 / 2 = 2,124$
<b>Revêtement</b>			
Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,4$
Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,662$
Garde corps	/	/	0,30
Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,538$
Enduit en ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,36$
			<b><math>G_{\text{pai}} = 8,70</math></b>

- Palier

**Tableau III.4.2. Charges revenant au palier**

Elément	ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse :	0,15	25	$25 \times 0,15 = 3,75$
<b>Revêtement</b>			
Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,4$
Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,662$
Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,538$
Enduit en ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,365$
			<b><math>G_{\text{pal}} = 5,71</math></b>

- Console

- Poids palier :  $P_p = 5,71 \text{ KN/m}^2$ .

- Poids propre du mur extérieur :  $P_{mc} = 2,90 \times 1,13 \times 2,44 = 8,00 \text{ KN}$ .

$$G = P_p + P_e = 5,71 + 8,00 = 13,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,71 + 1,5 \times 2,5 = 11,46 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = 1,35.G = 1,35 \times 8 = 10,80 \text{ KN/m}^2$$

**b. Les charges d'exploitation :**

- Palier :  $Q_{pl} = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $Q_{ps} = 2,5 \text{ KN/ml}$

**III.4.3.3. Combinaisons des charges :****a. ELU**

**Paillasse :**  $q_{u1} = (1,35G_{pai} + 1,5Q) \times 1\text{m} = [1,35 \times (8,7) + 1,5 \times (2,5)] \times 1,00 = 15,50 \text{ KN/ml}$

**Palier :**  $q_{u2} = (1,35 \times G_{pal} + 1,5Q) \times 1\text{m} = [1,35 \cdot (5,71) + 1,5(2,5)] \times 1 = 11,46 \text{ KN/ml}$

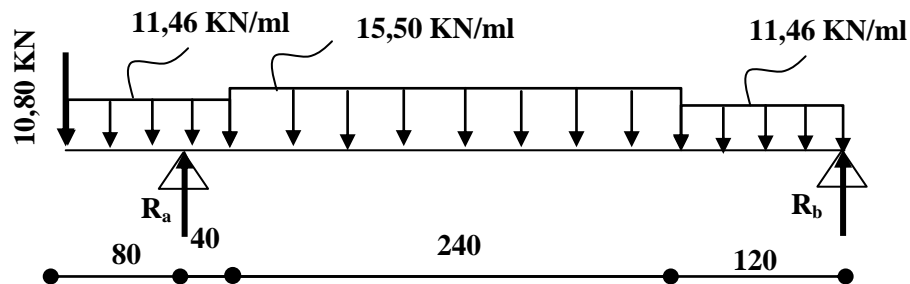
**b. ELS**

**Paillasse :**  $q_{s1} = (G_{pai} + Q) \times 1\text{m} = [(8,7) + (2,5)] \times 1\text{m} = 11,20 \text{ kN/ml}$

**Palier :**  $q_{s2} = (G_{pal} + Q) \times 1\text{m} = [(5,71) + (2,5)] \times 1\text{m} = 8,21 \text{ kN/ml}$

**III.4.3.4. Calcul des sollicitations à l'ELU :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

**III.4.3. Schéma statique de l'escalier à l'ELU.****Les réactions d'appuis :**

$$\sum \vec{F}_v = \vec{0} \Rightarrow R_a + R_b = (11,46 \times 2,40) + (15,5 \times 2,40) + 10,8$$

$$R_a + R_b = 75,504 \text{ kN}$$

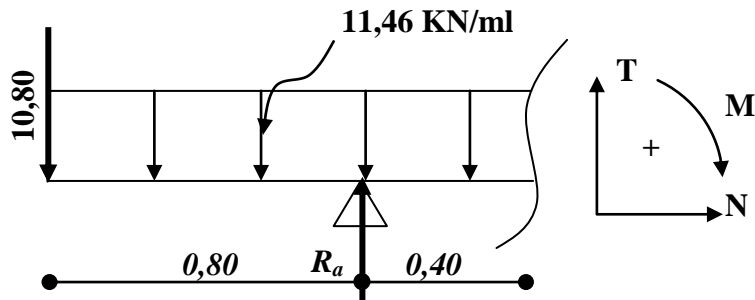
$$\sum M/b = 0$$

$$R_a(2,4 + 1,2 + 0,4) = \left[ 15,5 \times 2,4 \left( \frac{2,4}{2} + 1,2 \right) + \left( 11,46 \times \frac{1,2^2}{2} \right) + (13,752 \times 4,2) \right] + 10,8 \times 4,80$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_a = 51,78 \text{ KN} \\ R_b = 23,72 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes :

$0 \leq x \leq 1,2m$  (appui gauche)



$$T(x) = -10,80 - 11,46(x) \quad T(0) = -10,80\text{KN} \quad T(0,8) = -19,97 \text{ KN} \quad T(1,2) = 27,23 \text{ KN}$$

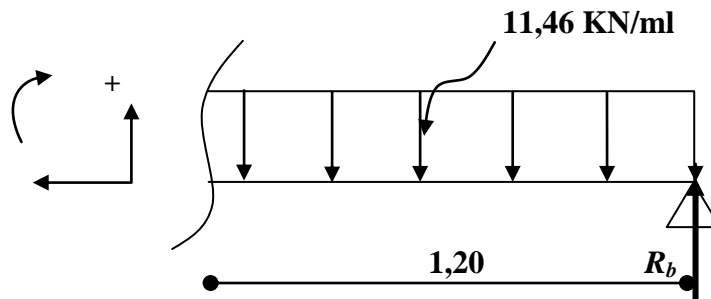
$$M(x) = -5,73x^2 + 40,98x - 41,42$$

$$M(0) = 0 \text{ KNm}$$

$$M(0,8) = -12,31\text{KNm}$$

$$M(1,2) = -0,50 \text{ KNm}$$

tronçons :  $0 \leq x \leq 1,20 m$  (appui droit)

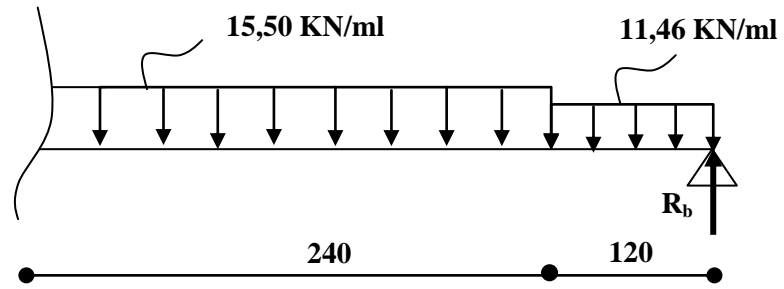


$$T_y = +11,46 x - 23,72 \quad \begin{cases} x = 0 & T_y(0) = -23,72\text{KN} \\ x = 1,2 & T_y(1,2) = -9,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,73x^2 + 23,72x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,2) = 20,21 \text{ KNm} \quad \begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,2 & M(1,2) = 20,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

tronçons:  $1,20\text{ m} \leq x \leq 3,60\text{ m}$



$$T_y = 15,5x - 28,57 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,2 & T_y(1,2) = -9,97\text{KN} \\ x = 3,6 & T_y(3,6) = 27,23\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = +23,72x - 13,752(x - 0,6) - 15,5x \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,2\text{m} & M_z = 20,21\text{KN.m} \\ x = 3,6\text{m} & M_z = -0,50\text{KN.m} \end{cases}$$

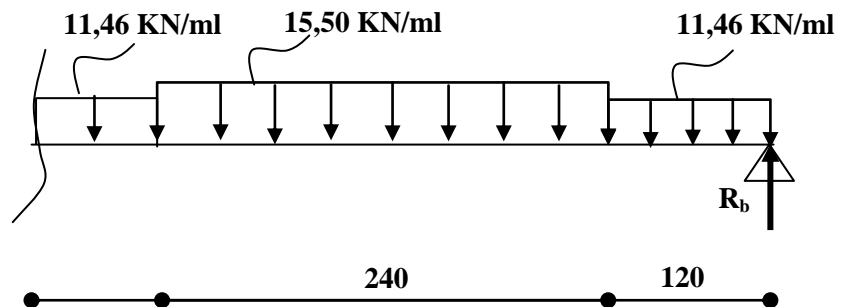
$$T_y = -23,72 + 13,752 + 15,5(x - 1,2) = 0$$

$$T_y = 15,5x - 28,57$$

$$T_y = 0 \quad x = 1,84 \in [1,2; 3,6]$$

$$\Rightarrow M_{max} = M_z(1,84) = 23,42\text{KN.m}$$

tronçons:  $3,6\text{ m} \leq x \leq 4\text{ m}$



$$T_y = -23,72 + 11,46(x - 3,6) + 37,2 + 13,752 \begin{cases} x = 3,6 & T_y(3,6) = 27,23\text{KN} \\ x = 4 & T_y(4) = +31,82\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = +23,72x - 13,752(x - 0,6) - 37,2(x - 2,4) - 11,46 \frac{(x-3,6)^2}{2}$$

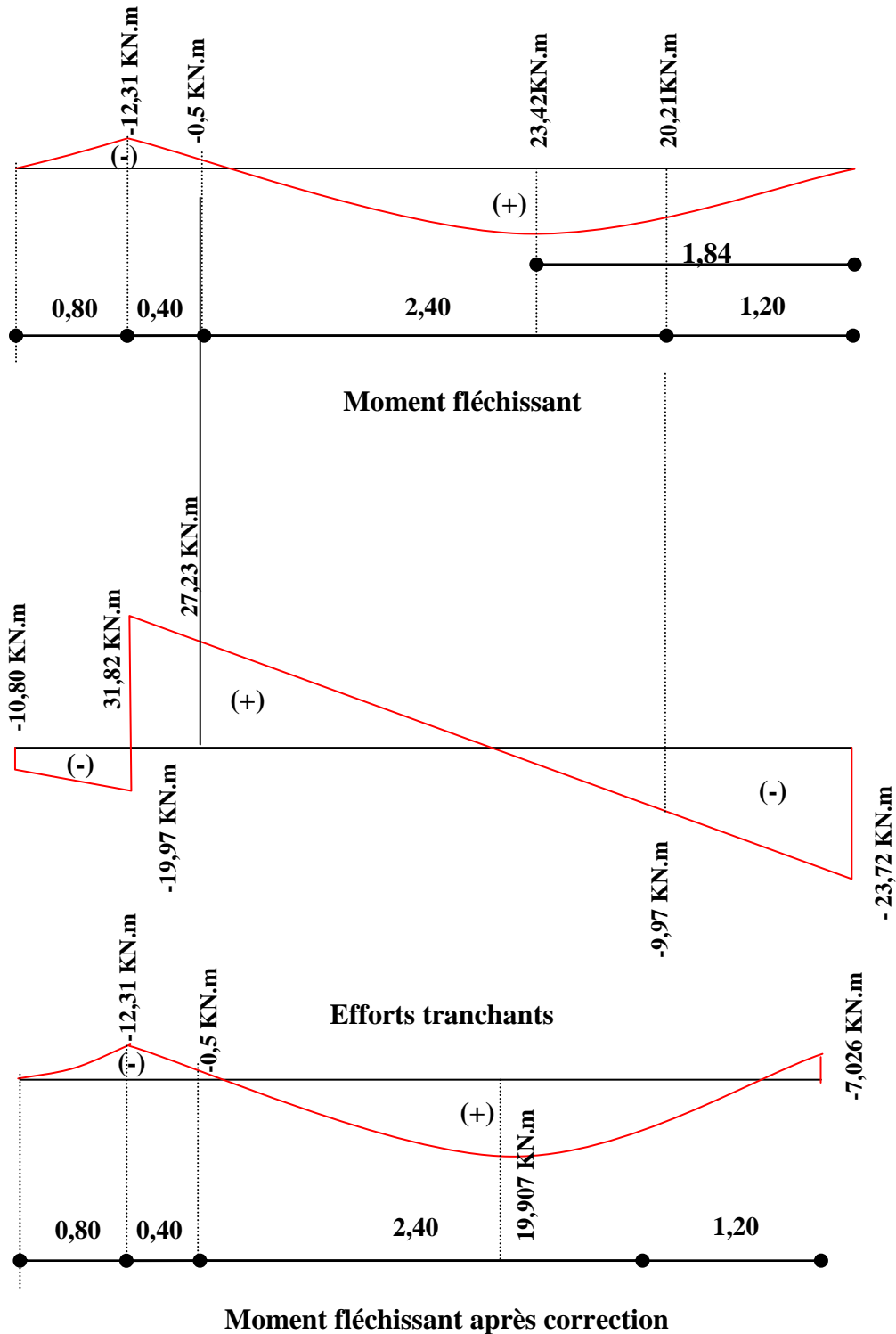
$$\begin{cases} x = 3,6\text{m} & M_z = -0,5\text{KN.m} \\ x = 4\text{m} & M_z = -12,31\text{KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis :  $M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3(23,42) = -7,026\text{KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85(23,42) = 19,907\text{KN.m}$



III.4.1. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

## III.4.3.5. Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple.

**En travée :  $M_u^t = 19,907 \text{ KN.m}$**

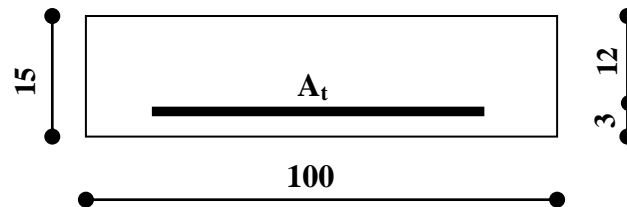
Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,907 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,097$$

$$\mu_u < \mu_\ell = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SAA} \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,79 \times 10^3}{0,949 \times 12 \times 348} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12** ( $5,65 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement **St = 20 cm**.



**Armatures de répartition :**

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

Soit **4HA10** =  $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**b) Aux appuis :  $M_u^a = -12,31 \text{ KN.m}$**

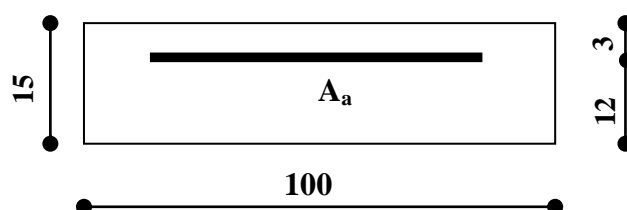
**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-12,31 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu_u < \mu_\ell = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SAA} \quad \mu_\ell = 0,392 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,31 \times 10^3}{0,969 \times 12 \times 348} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** =  $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**.



**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement St= 25cm.

### III.4.3.6. Vérifications à l'ELU :

#### a. Espacement des barres :

**Armatures principales :**

Aux appuis : St = 20 cm < min (3h ; 33cm) = 33cm. → Condition vérifiée

En travée : St = 20 cm < min (3h ; 33cm) = 33cm. → Condition vérifiée

**Armatures répartitions :**

Aux appuis : St = 25cm < min (4h ; 45cm) = 45cm. → Condition vérifiée

En travée : St = 25cm < min (4h ; 45cm) = 45cm. → Condition vérifiée

#### b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 31,89 \text{ KN} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31,89 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,26 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- Vérification de la contrainte du béton :

On doit satisfaire la condition :

$$V_u \leq 0,267 a \cdot b \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$V_u = 31,26 \text{ KN} \leq 0,267 \times (13,5) \times 100 \times 2,5 = 901,12 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### d. Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{31,89 \times 10}{348} = 0,916 \text{ cm}^2 < A_a = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### e. Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{max} = 31,89 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{31,89 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times (6 \times 12 \times \pi)} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*f. Ancrage des barres :*

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

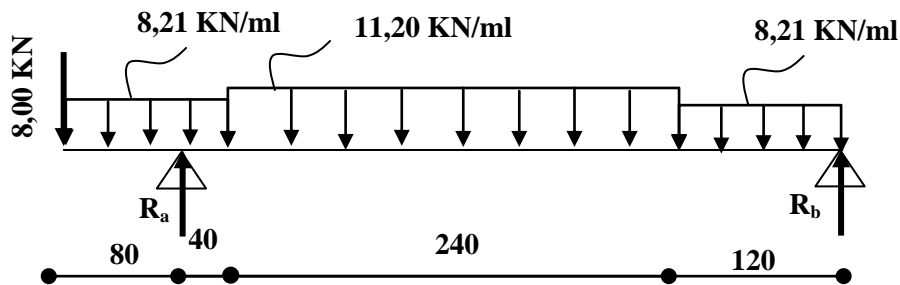
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

On prend  $L_s=45\text{cm}$

Vu que la **longueur de scellement** est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d’ancrage est fixée à  $0,4.L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_a = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

*III.4.3.7. Calcul à l’ELS :*



**III.4.2. Schéma statique de l’escalier à l’ELS**

*Les réactions d’appuis :*

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = (11,2 \times 2,4) + (8,21 \times 2,4) + 8 \\ R_A + R_B = 54,58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A(2,4 + 1,2 + 0,4) = \left[ 11,2 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 1,2 \right) + 8,21 \times 1,2 \left( \frac{1,2}{2} + 3,6 \right) \times \left( 8,21 \times \frac{1,2^2}{2} \right) \right] + 8 \times 4,8$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 37,55 \text{ KN} \\ R_B = 17,03 \text{ KN} \end{cases}$$

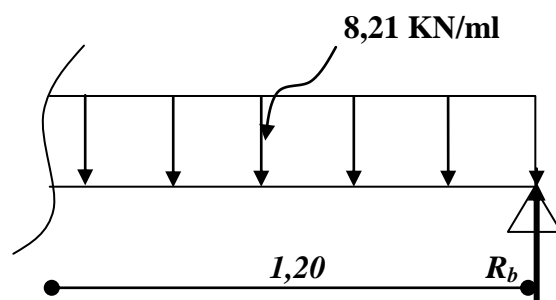
*Calcul des efforts internes :*

$$0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$$

$$T_y = -17,03 + 8,21x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 & T_y(0) = -17,03 \text{ KN} \\ x = 1,2 & T_y(2,4) = -7,18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 17,03x - 8,21 \frac{x^2}{2}$$



$$\begin{cases} x = 0 & M_z = 0 \\ x = 1,2 & M_z = 14,52 \text{KN.m} \end{cases}$$

**1,20m ≤ x ≤ 3,60 m**

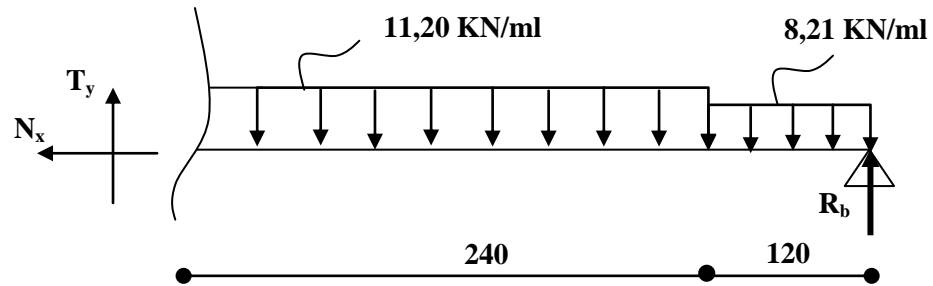
$$T_y = -17,03 + 8,21 \times 1,2 + 11,2(x - 1,2) \Rightarrow T_y = -7,18 + 11,2(x - 1,2)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} x = 1,2 \text{m} & T_y = -7,18 \text{KN} \\ x = 3,6 \text{m} & T_y = 19,70 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_y = 17,03x - (8,21 \times 1,2)[(x - 0,6)] - 11,2 \frac{(x - 1,2)^2}{2}$$

$$M_z = 1,49x^2 - 20,62x - 2,153$$

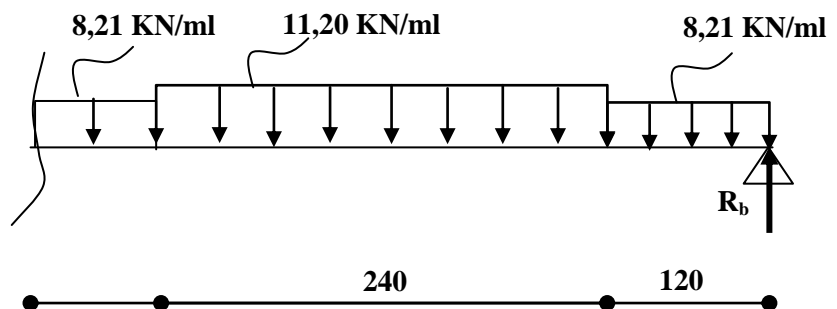
$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1,2 \text{m} & M_z = 14,52 \text{KN.m} \\ x = 3,6 \text{m} & M_z = -0,50 \text{KN.m} \end{cases}$$



$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,84 \text{ m} \in [1,2; 3,6]$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M_z(1,84) = 16,82 \text{ kN.m}$$

**3,6 m ≤ x ≤ 4 m**



$$T_y = -17,03 + 8,21(x - 3,6) + 9,85 + 26,88$$

$$\begin{cases} x = 3,6 & T_y(3,6) = 19,7 \text{KN} \\ x = 4 & T_y(4) = +21,98 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 17,03x - 9,85(x - 0,6) - 26,88(x - 2,4) - 8,21 \frac{(x - 3,6)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 3,6 \text{m} & M_z = -0,50 \text{KN.m} \\ x = 4 \text{m} & M_z = -9,03 \text{KN.m} \end{cases}$$

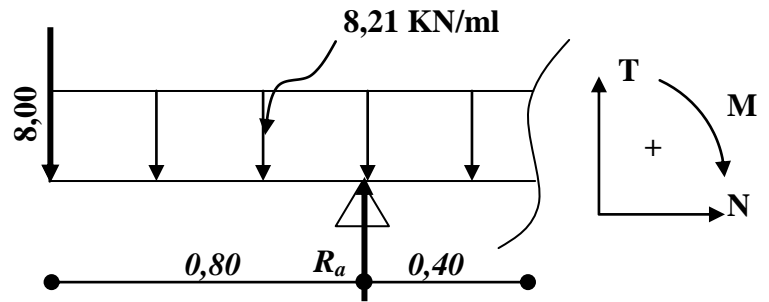
$0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$T_y = -8 - 8,21x + 37,55$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 & T_y(0) = -8 \text{ KN} \\ x = 1,2 & T_y(1,2) = 19,70 \text{ KN} \\ x = 0,8 & T_y(0,8) = -14,57 \text{ KN} \end{cases}$$

$M_z = -8x - 8,21 \frac{x^2}{2} + 37,55(x - 0,8)$

$$\begin{cases} x = 0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1 & M_z = -0,50 \text{ KN.m} \\ x = 0,8 & M_z = -9,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

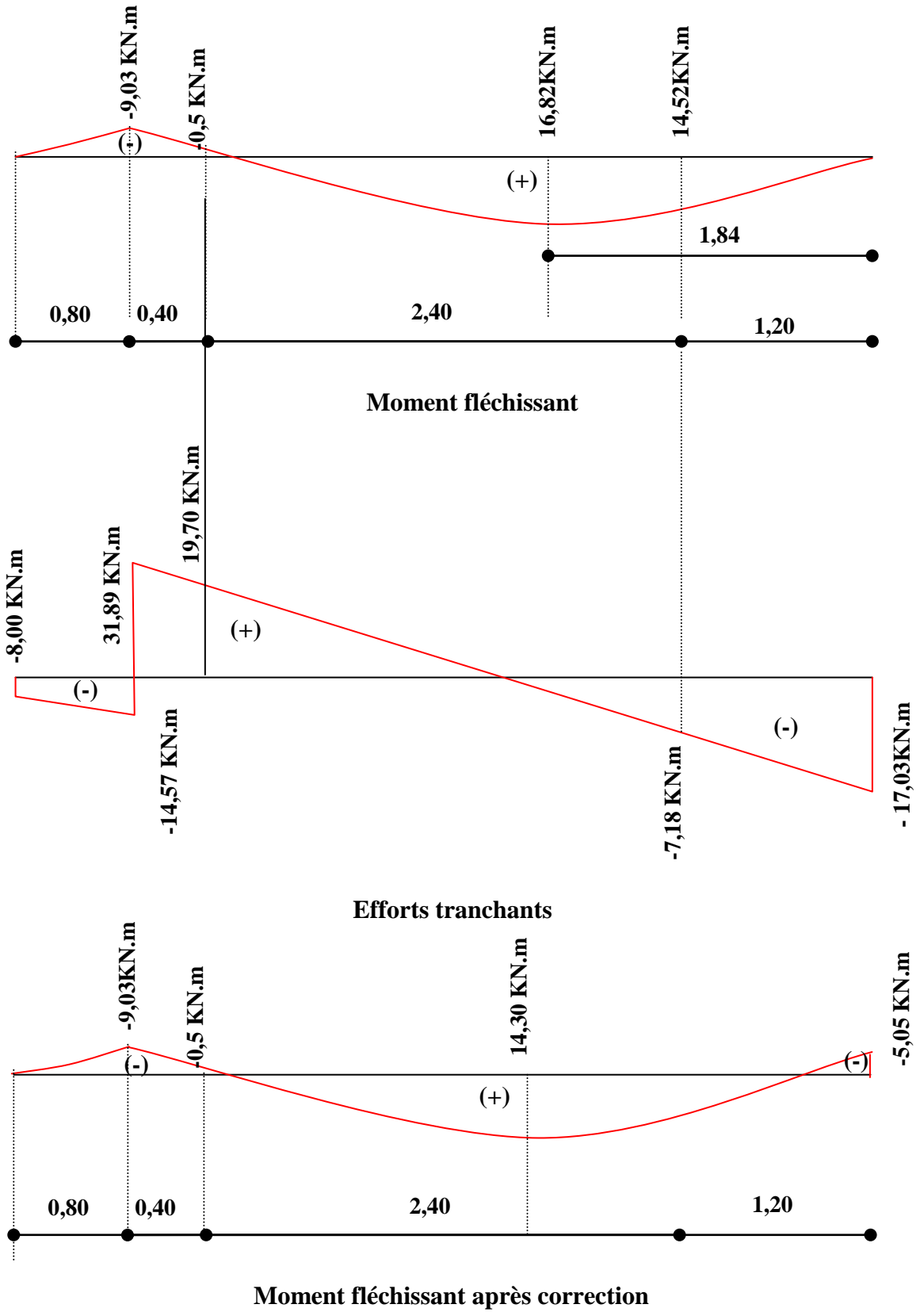


**Remarque** :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3(16,82) = -5,05 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85(16,82) = 14,30 \text{ KN.m}$



III.4.3. Diagramme des efforts interne

**III.4.3.8. Vérification à l'ELS :****a. Condition de non fragilité :**

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

**Aux appuis :**  $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

**En travée :**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

**b. Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travée :**  $M_t = 14,30 \text{ kN.m}$  ;  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,896 ; \alpha_1 = 0,311$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,311}{15(1 - 0,311)} = 0,030$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{14,30 \times 10^3 \times 0,03}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 7,062 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**  $M_a = 9,03 \text{ kN.m}$  ;  $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,911 ; \alpha_1 = 0,268$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,268}{15(1 - 0,268)} = 0,024$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{9,03 \times 10^3 \times 0,024}{0,911 \times 12 \times 3,93} = 5,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_{max}(q_s^1 ; q_s^2) \max(10,826 ; 8,21) = 10,94 \text{ kN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} S_{xx'} = \text{Moment statique de la section homogène}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^3$$

$B_0$ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12267}{1584,75} = 7,74 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène est

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 5,65 (7,26 - 3)^2$$

$$I = 29749,41 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,94 \times 3,60^4}{10818,86 \times 10^3 \times 29749,41 \times 10^{-8}} = 0,0074 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \rightarrow$  Condition vérifiée

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

#### **Armatures principales :**

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$

**En travées :**  $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$

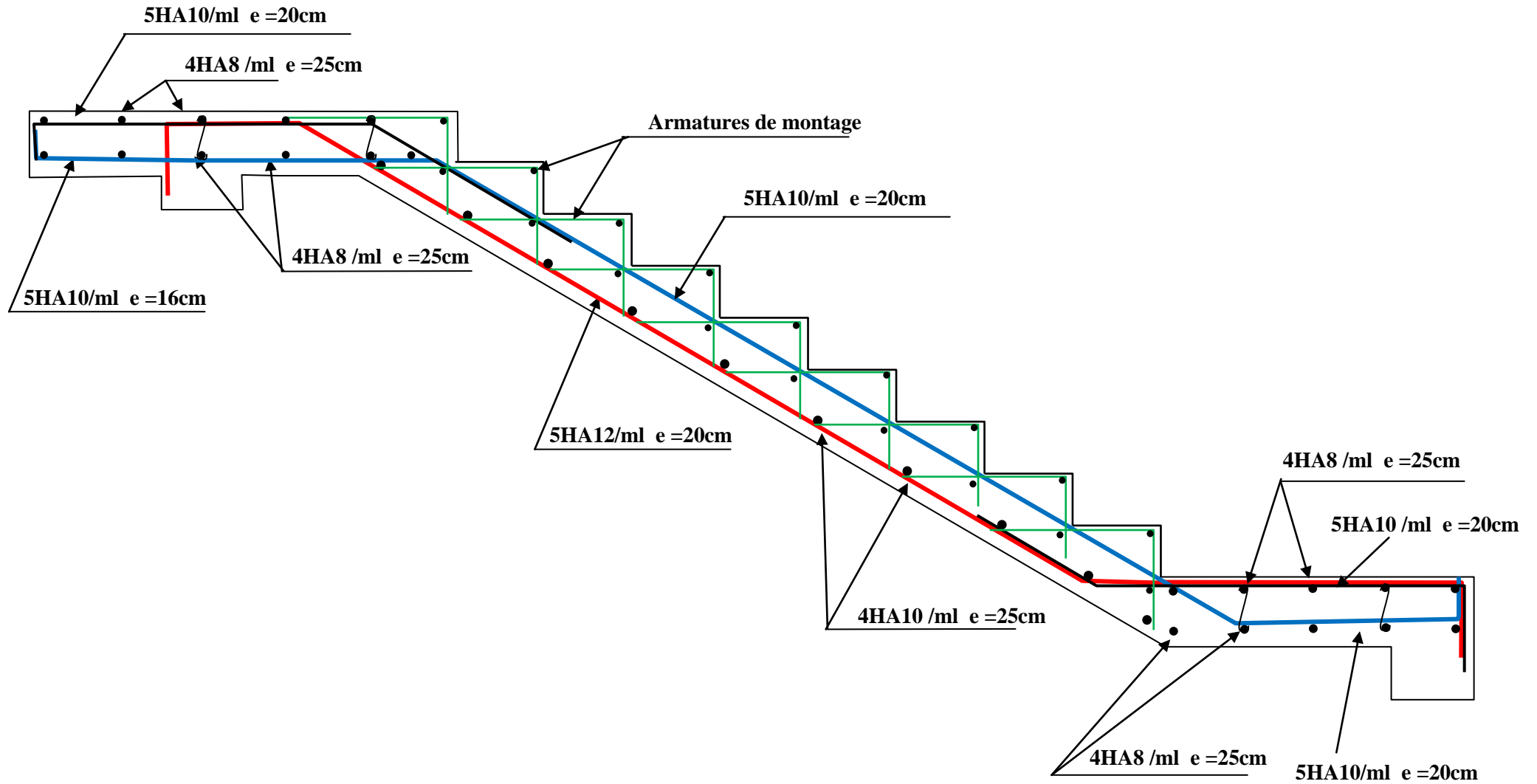
Avec un espacement de :  $e=20 \text{ cm}$

#### **Armatures de répartitions :**

**Aux appuis :**  $A_{ra} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**En travées :**  $A_{rt} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de :  $e=25 \text{ cm}$



III.4.4. Ferrailage d'escalier d'étage courant

### III.4.4. Calcul de l'escalier droit :

L'objectif de la création de ce type d'escalier est de pouvoir distinguer les passages des clients à l'étage de service, du passage réservé aux habitants d'autres étages.

Pour déterminer les dimensions des escaliers, on suit le même cheminement qu'aux escaliers ordinaires.

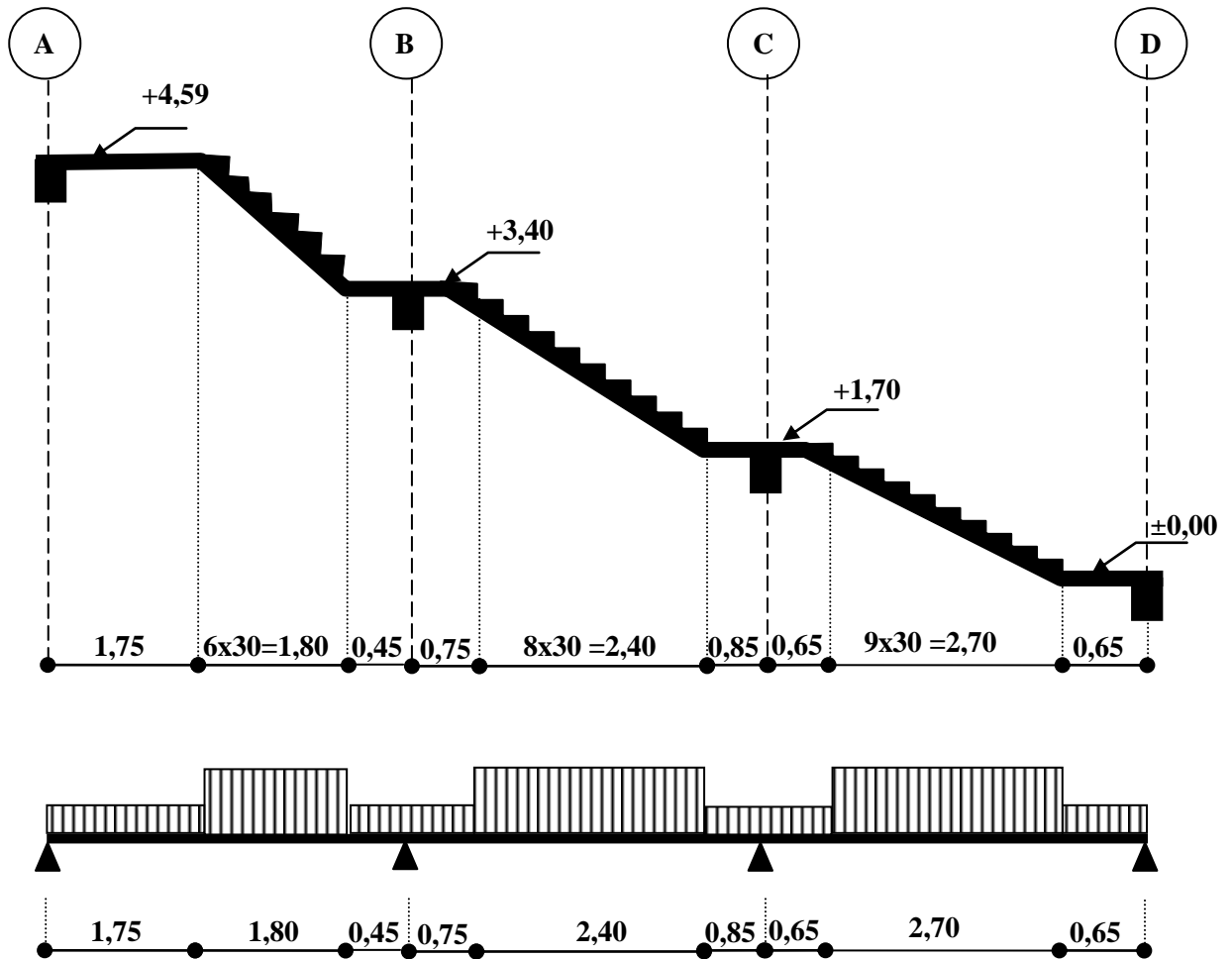


Figure III.4.1. Schéma statique de l'escalier droit

**III.4.4.1. Pré-dimensionnement :**

Pour le ferrailage de l'escalier, nous optons pour le volet le plus sollicité, soit celui limité par les axes C et D illustré en schéma équivalent ci-dessus.

**a. marches et contre marches :**

On fixe la hauteur de la contre marche puis on détermine la largeur de la marche par la relation de BLONDEL suivante :

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

Avec :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ [cm].}$$

$$28 \leq g \leq 32 \text{ [cm].}$$

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

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

Pour une hauteur  $H_1 = 1,70\text{m}$ .

$$n = \frac{170}{17} = 10$$

Il en résulte alors 10 contre marches et  $n-1=9$  marches pour les tronçons RC et CD ( $n=9$  ;  $m=8$ )

Ça nous permettra ainsi de calculer le giron.

**b. Calcul du giron :**

$$g = \frac{270}{10 - 1} = 30 \text{ on prend } g = 30 \text{ cm}$$

On aura :  $30 \times 9 = 270\text{m}$

**c. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que :  $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$

Donc les dimensions sont maintenues.

**d. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, elle sera déterminée par la formule suivante:

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

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;

$$L=L_1+L_2+L_3$$

$$L = 2,70 + 0,65 + 0,65 = 4,00 \text{ cm}$$

$$\frac{4,00}{30} \leq e_p \leq \frac{4,00}{20} \Rightarrow 13,33 \leq e_p \leq 20$$

$$12 \leq e_p \leq 18 \Rightarrow e_p = 15\text{cm}$$

Calcul de  $\alpha$ :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{153}{270} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,87 = \frac{L_1}{L_{in1}} \Rightarrow L_{in1} = \frac{L_1}{0,87} = \frac{270}{0,87} = 310\text{cm}$$

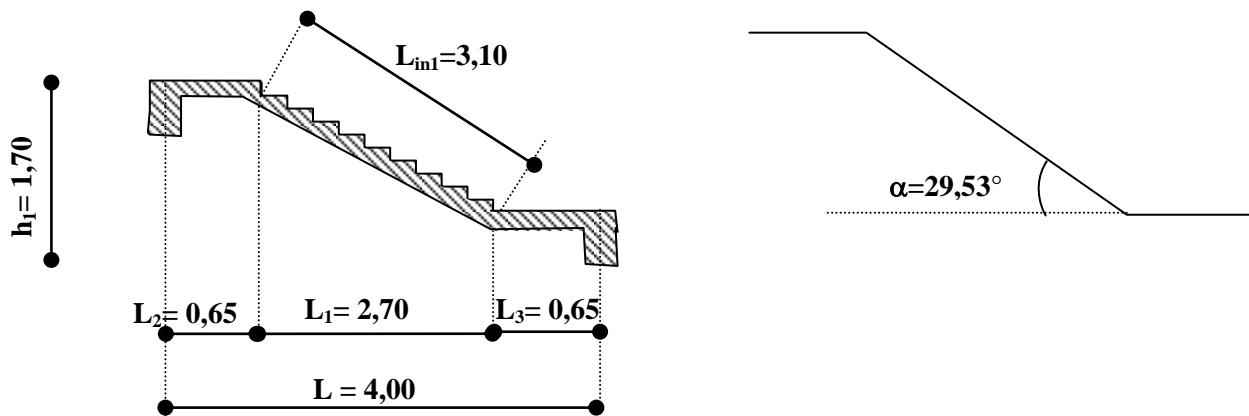


Figure III.4.2. Schéma du volet le plus sollicité

III.4.4.2. Détermination des charges et surcharges :

a. Les charges permanentes :

Tableau. III.4.4.1. Charges revenant à la paillasse

Elément	Ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse :	0,15	25	$25 \times \frac{0,15}{0,87} = 4,303$
Marche :	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,124$
<b>Revêtement</b>			
Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,4$
Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,662$
Garde corps	/	/	0,30
Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,538$
Enduit en ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,365$
			<b>G<sub>pai</sub> = 8,393</b>

Tableau. III.4.4.2. Charges revenant au palier

Elément	Ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN/m <sup>2</sup> )
Palier :	0,15	25	$25 \times 0,15 = 3,752$
<b>Revêtement</b>			
Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,4$
Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,662$
Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,538$
Enduit en ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,365$
			<b><math>G_{\text{pal}} = 5,717</math></b>

*b. Les charges d'exploitation :*

- Palier :  $Q_{\text{pal}} = 2,5 \text{KN/ml}$
- Paillasse :  $Q_{\text{pai}} = 2,5 \text{KN/ml}$

*III.4.4.3. Combinaisons des charges :*

*a. ELU*

**Paillasse :**  $q_{u1} = (1,35G_{\text{pai}} + 1,5Q) \times 1,00 = [1,35 \times (8,393) + 1,5 \times (2,5)] \times 1,00 = 15,08 \text{ KN/ml}$

**Palier :**  $q_{u2} = (1,35G_{\text{pal}} + 1,5Q) = [1,35 \times (5,717) + 1,5 \times (2,5)] \times 1,00 = 11,46 \text{ KN/ml}$

*b. ELS*

**Paillasse :**  $q_{s1} = (G_{\text{pai}} + Q) = [(8,393) + (2,5)] = 10,893 \text{ KN/ml}$

**Palier :**  $q_{s2} = (G_{\text{pal}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(5,717) + (2,5)] = 8,217 \text{ KN/ml}$

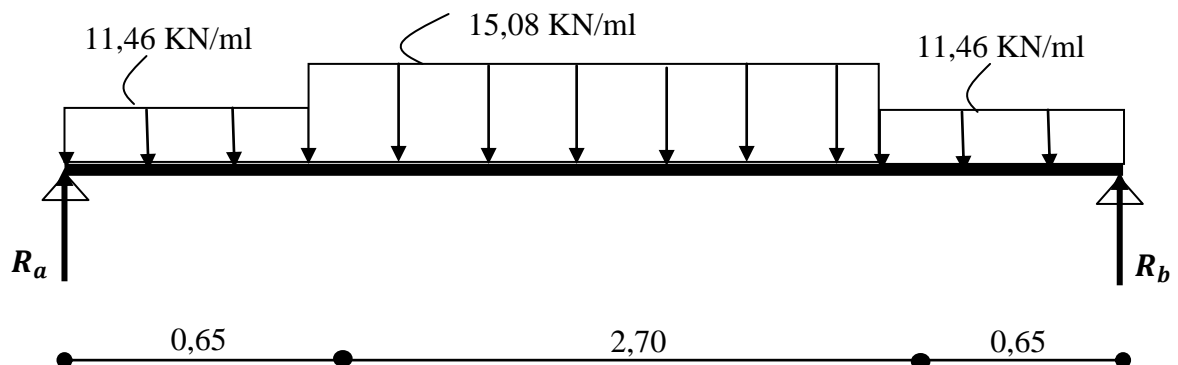


Figure III.4.3. Schéma de distribution des charges à l'ELU

#### III.4.4.4. Calcul des sollicitations à l'ELU :

##### a. Calcul des réactions d'appuis : $R_a$ et $R_b$

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations :

$$\sum F = 0$$

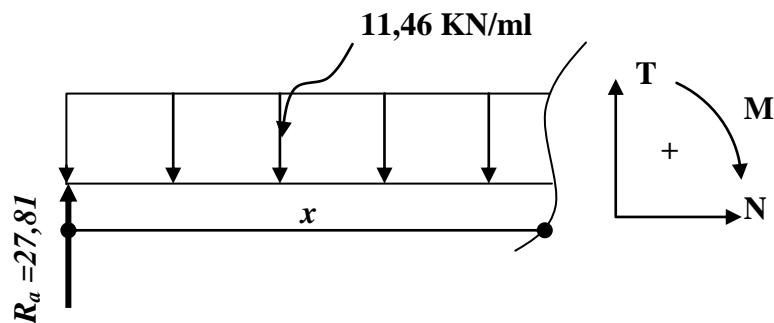
Par symétrie on aura:

$$R_a = R_b = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \cdot l_i}{2} = \frac{(11,46 \times 0,65 + 15,08 \times 2,7 + 11,46 \times 0,65)}{2} = 27,81 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = 27,81 \text{ KN}$$

##### b. Calcul des efforts internes

$$0 \leq x \leq 0,65 \text{ m}$$



- Equation des efforts tranchants :

$$T(x) = R_a - 11,46 (x)$$

$$T(x) = -11,46x + 27,81$$

$$T(0) = 27,81 \text{ KN} \quad T(0,65) = 20,36 \text{ KN}$$

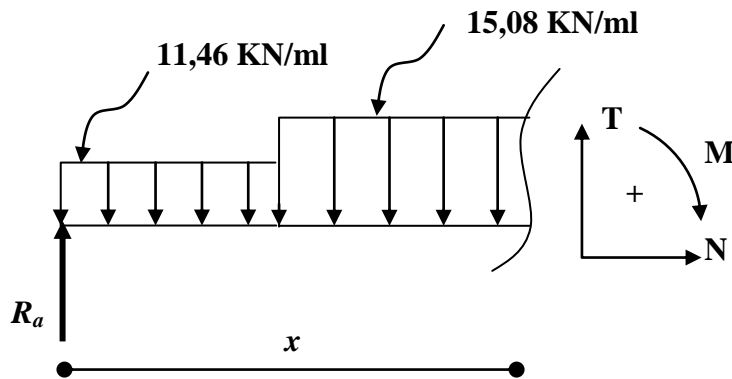
- Equation des moments :

$$M(x) = R_a \cdot x - 11,46 \frac{x^2}{2} \Leftrightarrow M(x) = 27,81 \cdot x - 11,46 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5,73x^2 + 27,81x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(0,65) = 15,65 \text{ KN.m}$$

$0,65m < x < 3,35m$



- Equation des efforts tranchants :

$$T(x) = 27,81 - [11,46 \times 0,65 + 15,08 \times (x - 0,65)]$$

$$T(x) = -15,08x + 30,163$$

$$T(0,65) = 20,36 \text{ KN} \quad T(3,35) = -20,36 \text{ KN}$$

Equation des moments :

$$M(x) = 27,81x - \left[ 11,46 \times 0,65 \left( x - \frac{0,65}{2} \right) + 15,08(x - 0,65) \left( \frac{x - 0,65}{2} \right) \right]$$

$$M(x) = -7,54x^2 + 30,163x - 0,765$$

$$M(0,65) = 15,66 \text{ KN.m}$$

$$M(3,35) = 15,66 \text{ KN.m}$$

Les efforts internes du reste de la poutre seront déduits par symétrie.

<b>X en (m)</b>	<b>0</b>	<b>0,65</b>	<b>3,35</b>	<b>4,00</b>
<b>T(x) (KN)</b>	27,81	20,36	-20,36	-27,81
<b>M(x) (KN.m)</b>	0	15,66	15,66	0

Calcul du moment max ( $M_{max}$ )

On voit que le moment max est entre 0,65m et 3,35m correspondant à l'équation de  $T(x)$  suivante :

$$T(x) = -15,08x + 30,163 = 0$$

$$M_{max} \Rightarrow T(x) = 0 \Leftrightarrow T(x) = -20,18 \cdot x + 40,356 = 0$$

$$x = \frac{30,163}{15,08} = 2m$$

On remplace  $x$  par sa valeur dans l'équation des moments relative au même tronçon

$$M(x) = -7,54x^2 + 30,163x - 0,765$$

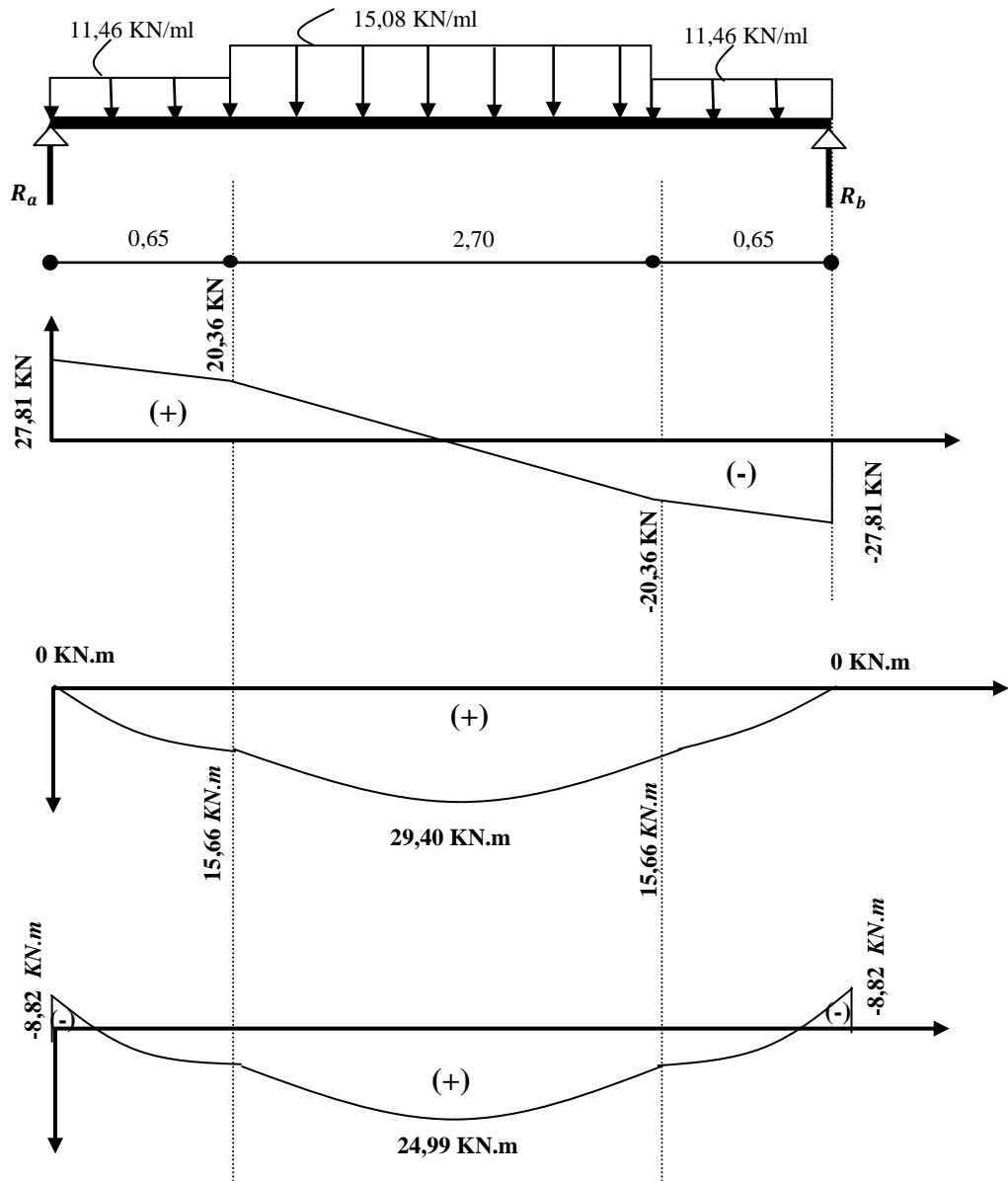
$$M(x) = -7,54 \times 2^2 + 30,163 \times 2 - 0,765$$

$$M_{max} = 29,40 \text{ KN}$$

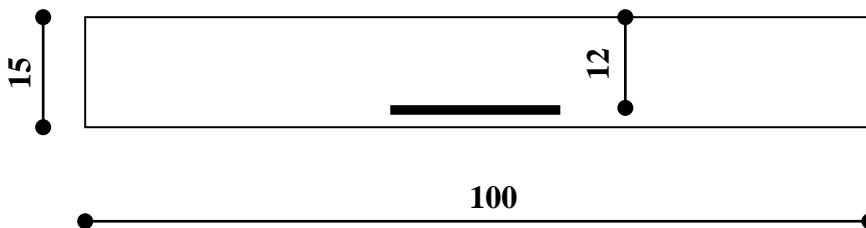
Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateur pour le moment au niveau de l'appui ( $M_B = 0,3M_{max}$ ) et en travée ( $M_t = 0,85M_{max}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3(29,40) = -8,82 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85(29,40) = 24,99 \text{ KN.m}$$



Section en travées



Section aux appuis

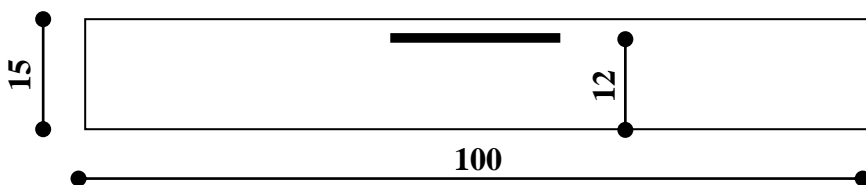


Figure III.4.4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

**III.4.4.5. Calcul des armatures :**

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple.

a) **En travée :**  $M_u^t = 24,99 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24,99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,122$$

$$\mu_u < \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_u = 0,122 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,935$$

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,99 \times 10^3}{0,935 \times 12 \times 348} = 6,40 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12** (6,78cm<sup>2</sup>) ; avec un espacement e=16 cm.

**Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 1,70 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } e=25\text{cm.}$$

b) **Aux appuis :**

$$M_u^a = 8,82 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,82 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,043$$

$$\mu_u < \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_u = 0,043 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,82 \times 10^3}{0,977 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,16 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 16 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 0,98 \leq A_r \leq 1,96 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } e=25\text{cm.}$$

**III.4.4.6. Vérifications à l'ELU :****a. Espacement des barres :****Armatures principales :**

Aux appuis :  $S_t = 16 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

En travée :  $S_t = 18 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Armatures répartitions :**

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

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

**b. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max} = 27,81 \text{ KN} ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27,81 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,23 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,23 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- Vérification de la contrainte du béton :

On doit satisfaire la condition :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$V_u = 27,81 \text{ KN} \leq 0,267(13,5) \times 1000 \times 25 = 90,112 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d. Influence sur l'acier :**

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{27,81 \times 10^3}{348} \times 10^{-2} = 0,80 \text{ cm}^2 < A_s = 3,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e. Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :**

$$V_{max} = 27,81 \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{27,81 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times (6 \times 12 \times \pi)} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f. Ancrage des barres :**

Longueur de scellement droit :

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

avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 cm$$

On prend  $L_s=45 cm$

Vu que la **longueur de scellement** est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 45 = 18 cm$$

**III.4.4.7. Calcul à l'ELS :**

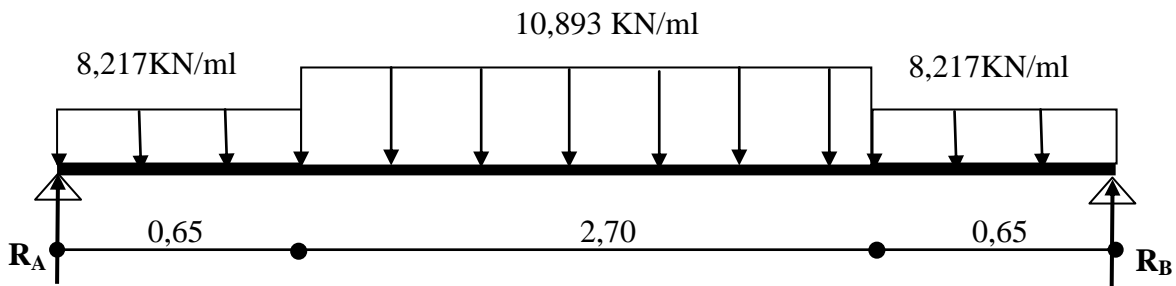


Figure III.4.5. Schéma de distribution des charges à l'ELS

**a. Calcul des réactions aux appuis :**

Tenant compte de la symétrie de la poutre, on déduira :

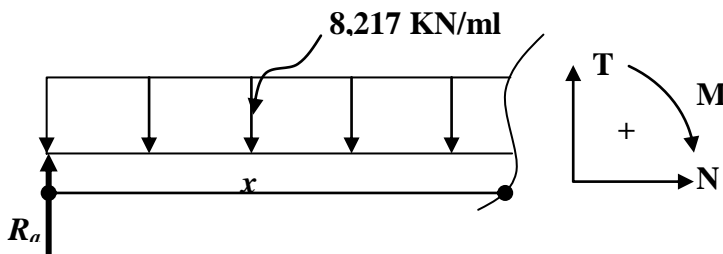
$$\sum F/yy = 0$$

$$R_a = R_b = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \cdot l_i}{2} = \frac{(8,217 \times 0,65 + 10,893 \times 2,7 + 8,217 \times 0,65)}{2} = 20,05 KN$$

$$R_a = R_b = 20,05 KN$$

**b. Calcul des efforts internes**

$$0 \leq x \leq 0,65m$$



$$T(x) = R_a - 8,217(x)$$

$$T(x) = -8,217x + 20,05$$

$$T(0) = 20,05KN \quad T(0,65) = 14,71 KN$$

$$M(x) = R_a \cdot x - 8,217 \frac{x^2}{2}$$

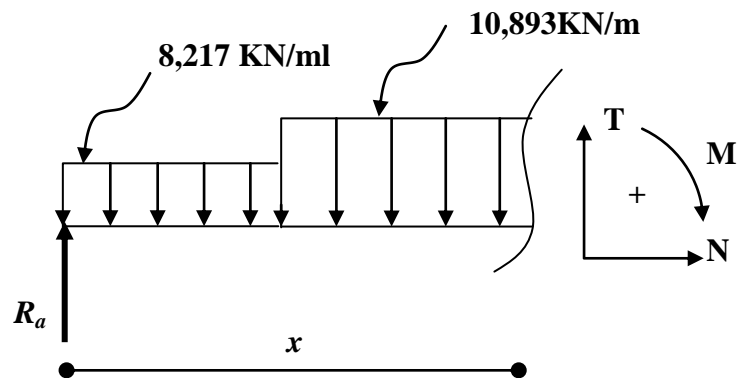
$$M(x) = 20,05 \cdot x - 4,108 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -4,108x^2 + 20,05x$$

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

$$M(0,65) = 11,30 \text{ KN.m}$$

$$0,65m \leq x \leq 3,35m$$



Calcul des efforts tranchant

$$T(x) = 20,05 - [8,217 \times 0,65 + 10,893 \times (x - 0,65)]$$

$$T(x) = -10,893x + 21,789$$

$$T(0,65) = 14,71 \text{ KN}$$

$$T(3,35) = -14,71 \text{ KN}$$

Calcul des moments

$$M(x) = 20,05 \cdot x - \left[ 8,217 \times 0,65 \left( x - \frac{0,65}{2} \right) + 10,893(x - 0,65) \left( \frac{x - 0,65}{2} \right) \right]$$

$$M(x) = -5,446x^2 + 21,789x - 0,565$$

$$M(0,65) = 11,30 \text{ KN.m}$$

$$M(3,35) = 11,30 \text{ KN.m}$$

Les efforts internes du reste de la poutre seront déduits par symétrie.

X en (m)	0	0,65	3,35	4,00
T(x) (KN)	20,05	14,71	-14,71	-20,05
M(x) (KN.m)	0	11,30	11,30	0

Calcul du moment max

$$M_{\max} \Rightarrow T(x) = 0 \Leftrightarrow T(x) = -10,893x + 21,789$$

$$T(x) = -10,893x + 21,789 = 0 \Rightarrow x = \frac{21,789}{10,893} = 2 \text{ m}$$

$$M(x) = -5,446 \times 2^2 + 21,789 \times 2 - 0,565 = 21,229 \text{ Kn.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateur pour le moment au niveau de l'appui ( $M_B = 0,3M_{\max}$ ) et en travée ( $M_t = 0,85M_{\max}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

Aux appuis :  $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(21,229) = -6,369 \text{ kN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(21,229) = 18,045 \text{ kN.m}$

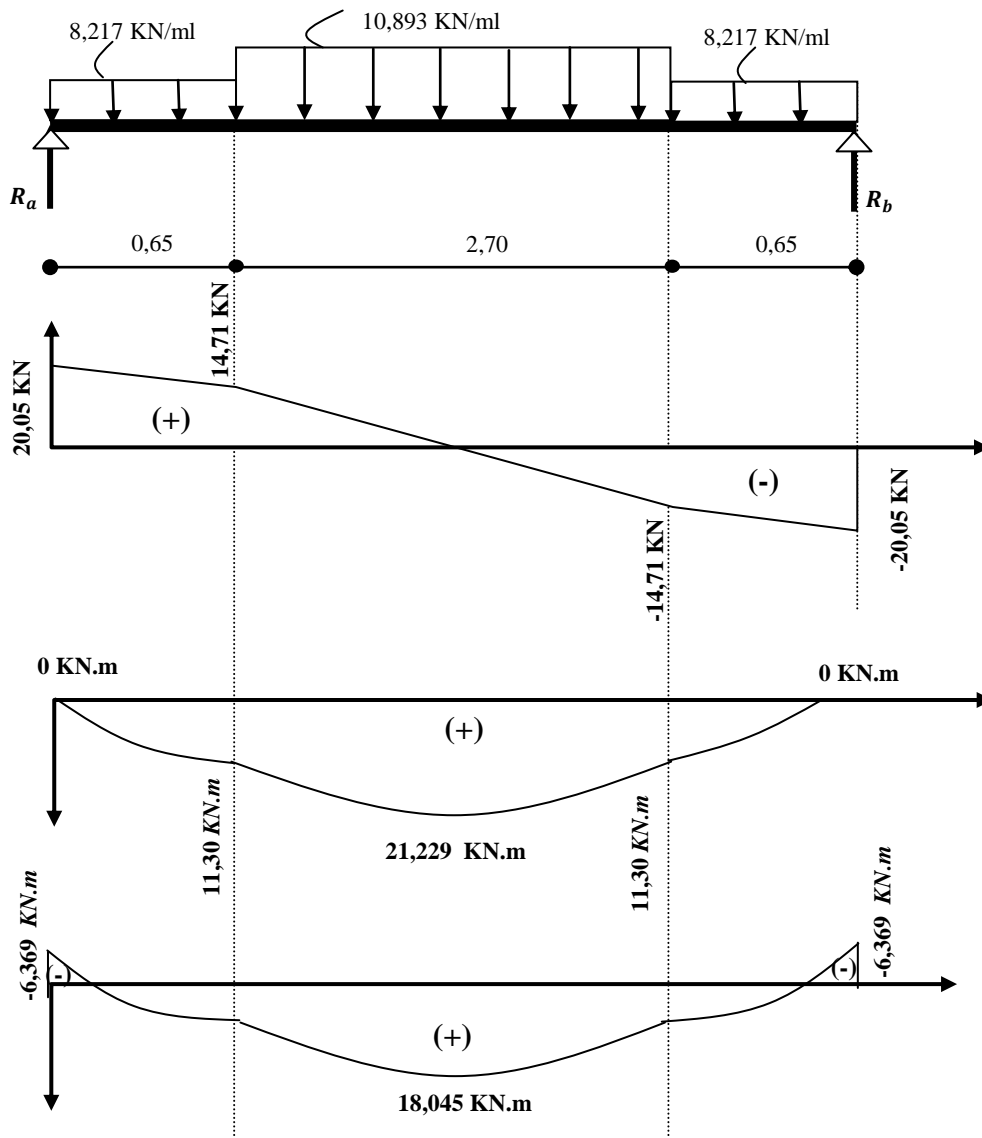


Figure III.4.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

**III.4.4.8. Vérification à l'ELS :****a. Condition de non fragilité :**

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

**Aux appuis :**  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**En travée :**  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b. Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier la formule suivante :  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travée :**  $M_t = 18,045 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 12} = 0,565$$

$$\beta_1 = 0,888 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,336$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,336}{15(1 - 0,336)} = 0,033$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{18,045 \times 10^3 \times 0,033}{0,888 \times 12 \times 6,78} = 8,2242 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**  $M_a = 6,369 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 12} = 0,392$$

$$\beta_1 = 0,903 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,291$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,291}{15(1 - 0,291)} = 0,027$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6,369 \times 10^3 \times 0,027}{0,903 \times 12 \times 4,71} = 3,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q \max (q_s^1 ; q_s^2) \max (10,893 ; 8,217) = 10,893 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad ; S_{xx'} = \text{Moment statique de la section homogène}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 12 = 12470,4 \text{cm}^3$$

$B_0$ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 15) + (15 \times 6,78) = 1601,70 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12470,4}{1601,70} = 7,78 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,78 = 7,22 \text{cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogénéisée est

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3}(7,78^3 + 7,22^3) + 15 \times 6,78(7,22 - 3)^2$$

$$I = 30053,714 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,893 \times 4,00^4}{10818,86 \times 10^3 \times 30053,714 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{cm}$$

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

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux les volets :

### Armatures principales :

$$\text{Aux appuis : } A_{sa} = 6HA10 = 4,71 \text{cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_{st} = 6HA12 = 6,78 \text{cm}^2$$

### Armatures de répartitions :

$$\text{Aux appuis : } A_{ra} = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_{rt} = 4HA10 = 3,14 \text{cm}^2$$

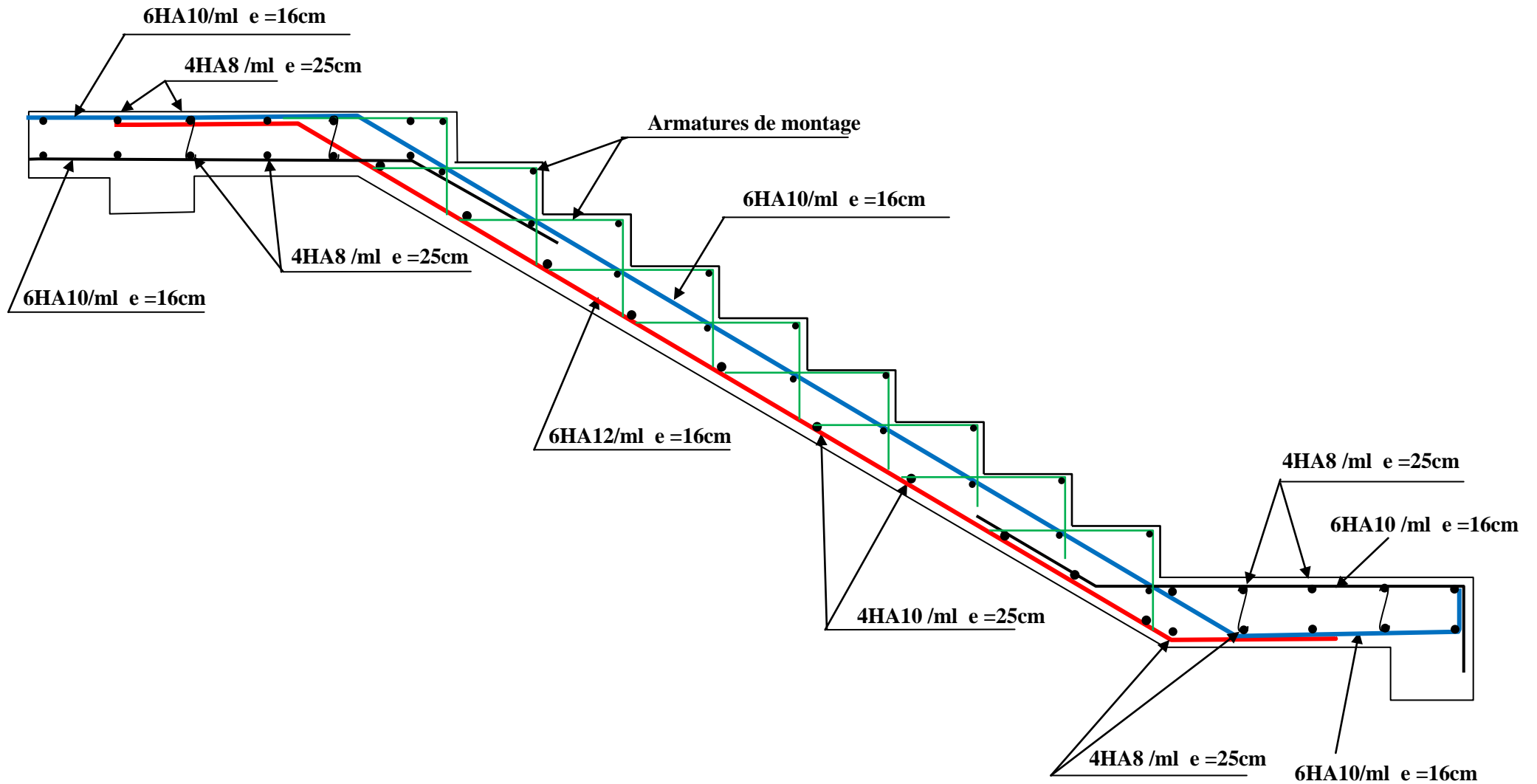


Figure III.4.7. FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DROIT

### III.5. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse, pour les calculs, on choisit la poutre palière du **RDC** d'une portée maximale de 2,70 m et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

Nous considérons la poutre palière comme étant semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux.

#### III.5.1. Pré dimensionnement :

##### 1. Hauteur :

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

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

Avec :

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

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 3,80m \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \text{ donc : } 21,33cm \leq h_t \leq 32cm$$

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### 2. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \text{ d'où : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  **$b = 20 \text{ cm}$**

• **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20cm > 20cm \\ h_t = 30cm > 30cm \\ \frac{h_t}{b} = 1,2 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  **$(b \times h) = (20 \times 30)cm^2$**

#### III.5.2. Détermination des charges :

1. Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$

2. Effort tranchant à l'appui : **ELU** :  $T_u = 31,89 \text{ KN}$

**ELS** :  $T_s = 21,98 \text{ KN}$

### III.5.3. Combinaison de charges :

$$1. \text{ ELU : } q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 1,5) + 31,89$$

$$q_u = 33,92 \text{ KN/ml}$$

$$2. \text{ ELS : } q_s = G + T_s = 1,5 + 21,98$$

$$q_s = 23,48 \text{ KN/ml}$$

### III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

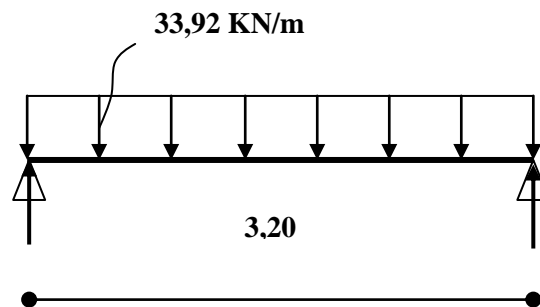


Figure III.5.1. Schéma statique de la poutre palière (ELU)

#### ➤ Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{33,92 \times 3,2}{2} = 54,27 \text{ KN}$$

#### ➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{33,92 \times 3,2^2}{8} = 43,42 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 43,42 = -13,03 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 43,42 = 36,91 \text{ KN.m.}$$

#### ➤ Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = 54,27 \text{ KN}$$

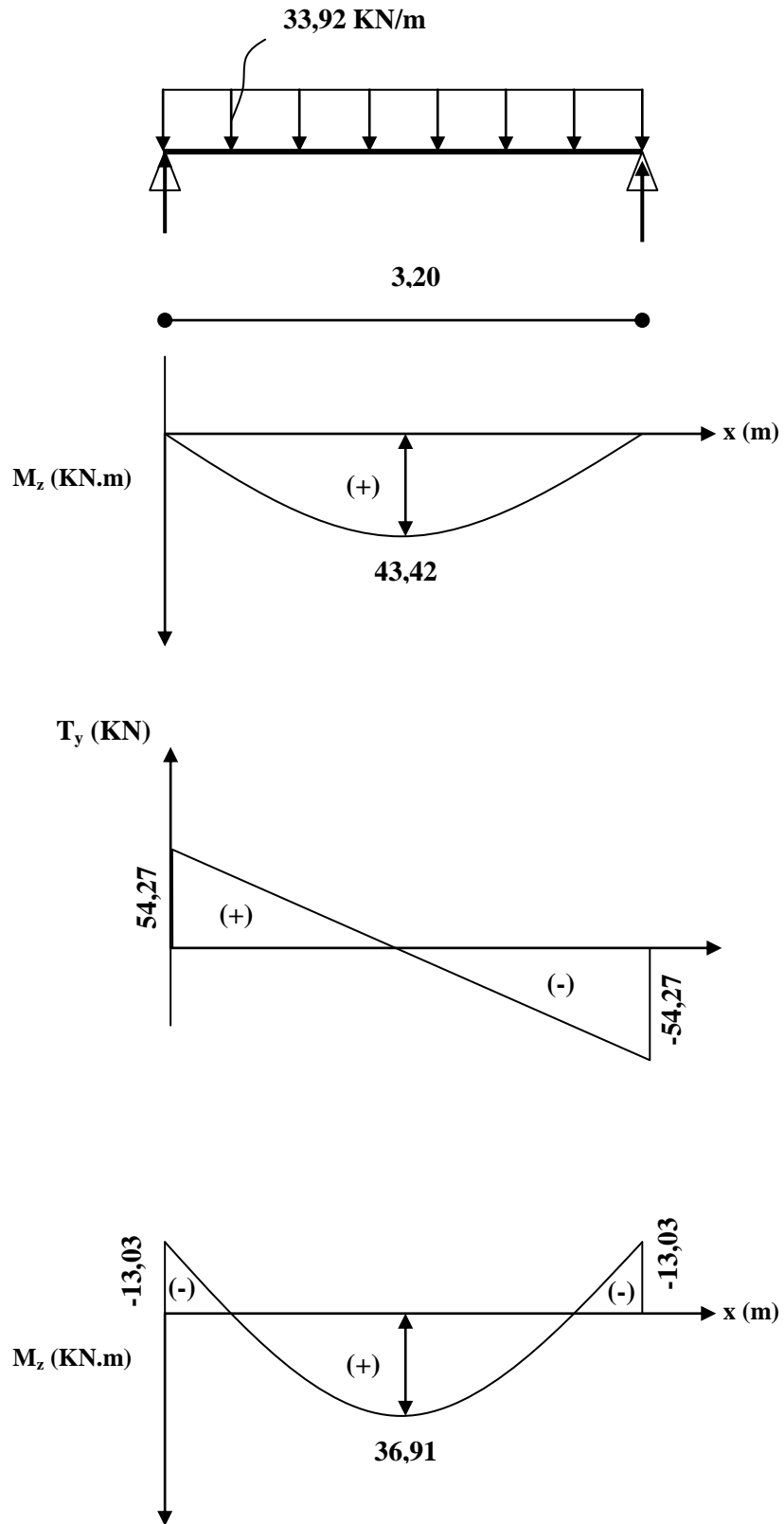


Figure III.5.2. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

## III.5.5.Ferrailage:

## a) Calcul des armatures :

$b = 20\text{cm}$ ;  $h = 30\text{ cm}$ ;  $c = 2\text{ cm}$ ;  $d = 28\text{cm}$ .

- Armatures principales : (longitudinal)

- Aux appuis :

$$M_a = -13,03\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,03 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{13,03 \times 10^3}{0,976 \times 28 \times 348} = 1,37\text{cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

- En travée :

$$M_u^t = 36,91\text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36,91 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,166 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,166 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,909$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{36,91 \times 10^3}{0,909 \times 28 \times 348} = 4,17\text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**.

- Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2) :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$ : étant la hauteur totale de la poutre

$\phi_l$ : diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min\{8,5; 12; 20\}$$

$$\phi_t = 8,5 < 10\text{mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

$$\text{Donc : } A_t = 2\phi 8 = 1,0\text{ cm}^2$$

**b. Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} = \min\{0,9 \times 28; 40cm\}$$

$$S_t \leq \min\{25,2; 40cm\} \Rightarrow S_t = 25cm$$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{st} \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4MPa \quad (\text{BAEL 91 Art A.5 - 1 - 23})$$

$$\frac{1,400}{25 \times 20} = 0,8MPa > 0,4MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification selon le RPA 99 :( Art 7-5-2,2)**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

❖ Dans la zone nodale et en travée :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{7,5; 14,4\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8cm$$

❖ En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 17,5cm$$

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

✓ Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8 \times 20 = 0,48cm^2$$

$$A_{tr} = 1,0cm^2 > A_{tr}^{min} = 0,48cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.6. Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,68cm^2$$

- aux appuis Aa

$$2,36 cm^2 > 0,68 cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- en travée A<sub>t</sub>

$$6,78cm^2 > 0,68cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15MPa$$

$\sum u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barre

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{54,27 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### c. Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi S^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### d. Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

### e. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,097 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### f. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)

❖ Influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times 28 = 0,9 \times 28 = 25,2 \text{ cm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 25,2 \times 10 \times 200 \times 25 = 336420 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 54,27 \text{ KN} \leq 336,420 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left\{ 54,27 - \frac{13,03}{0,9 \times 0,28} \right\} = -0,07 \text{ cm}^2$$

$$-0,07 \text{ cm}^2 < 2,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## III.5.7. Calcul des efforts internes à l'ELS :

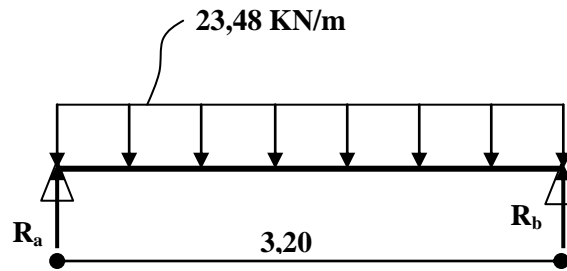


Figure III.5.3. Schéma statique de la poutre palière (ELS)

## ➤ Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{q_s L}{2} = \frac{23,48 \times 3,2}{2} = 37,57 \text{ KN}$$

## ➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{23,48 \times 3,2^2}{8} = 30,05 \text{ KN.m}$$

## ➤ Correction des moments

## • Aux appuis

$$M_a = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 30,05 = -9,015 \text{ KN.m.}$$

## • En travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 30,05 = 25,54 \text{ KN.m.}$$

## ➤ Effort tranchant

$$T = R_a = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2} = 37,57 \text{ KN}$$

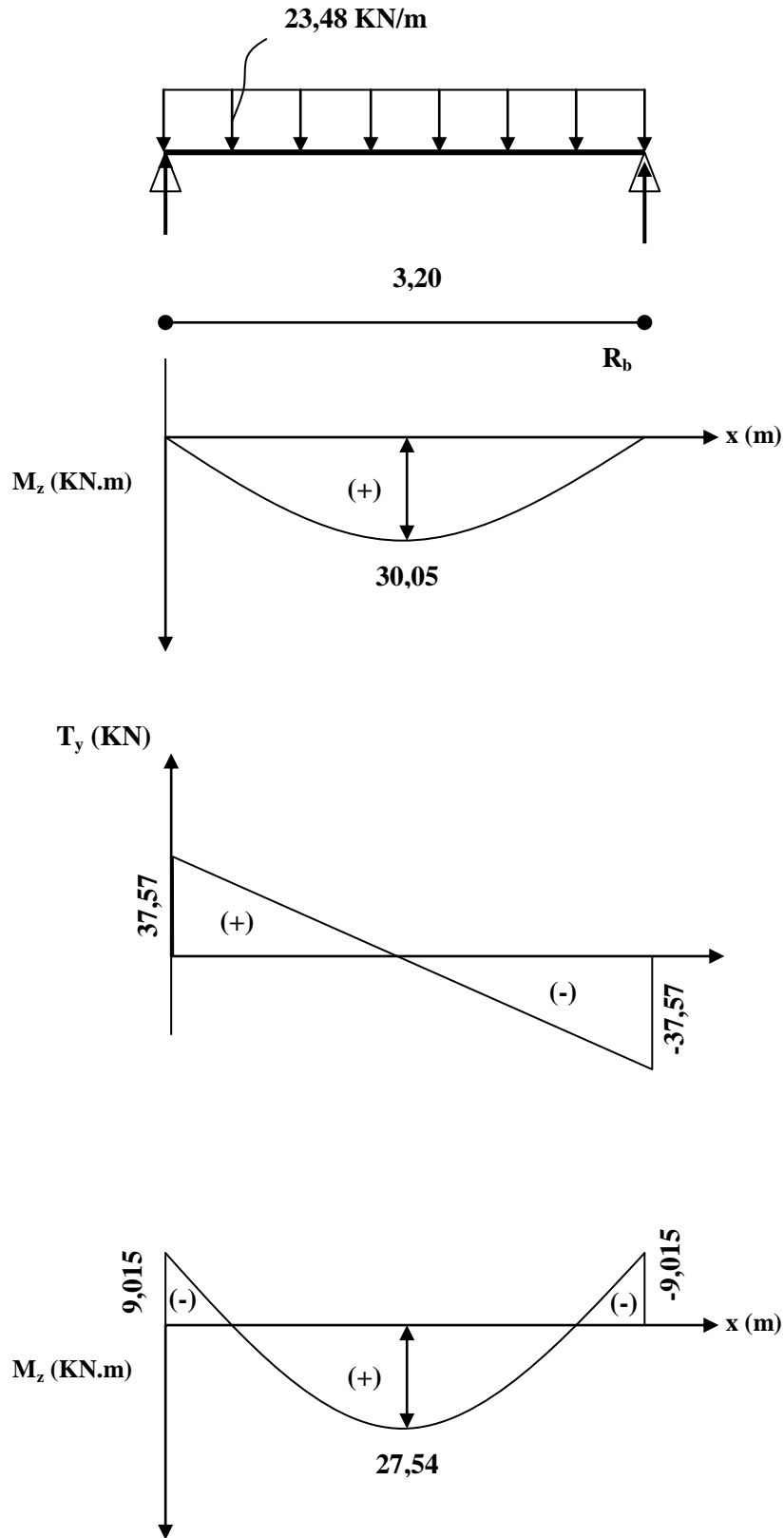


Figure III.5.4. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.5.8. Vérification à l'ELS :

#### a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### b) Vérification à l'état limite de compression du béton

On peut se dispenser de calculer  $\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$      $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

- **Aux appuis :**  $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = -9,015 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 28} = 0,421$$

$$\rho = 0,421 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,901 \\ K = 35,5 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{9,015 \times 10^3}{0,901 \times 28 \times 2,36} = 151,42MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{151,42}{35,5} = 4,27MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,27MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 27,54 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{20 \times 28} = 1,21$$

$$\rho = 0,822 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ K = 30,87 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{32,74 \times 10^3}{0,891 \times 28 \times 6,78} = 193,56MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{193,56}{30,87} = 6,27MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,27MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### c) vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

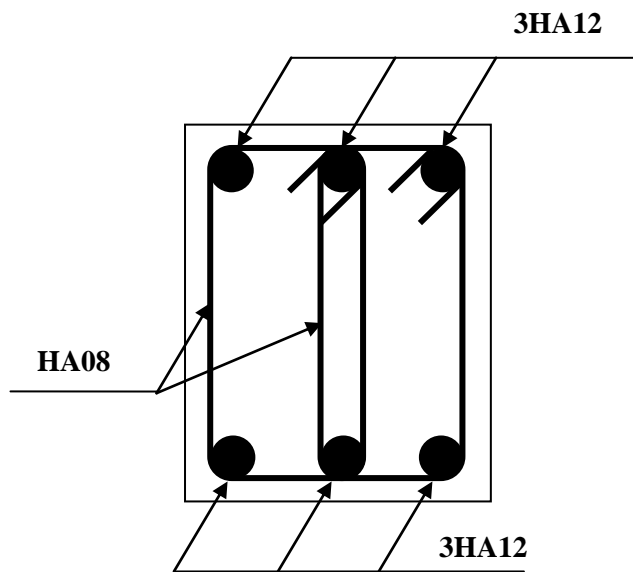
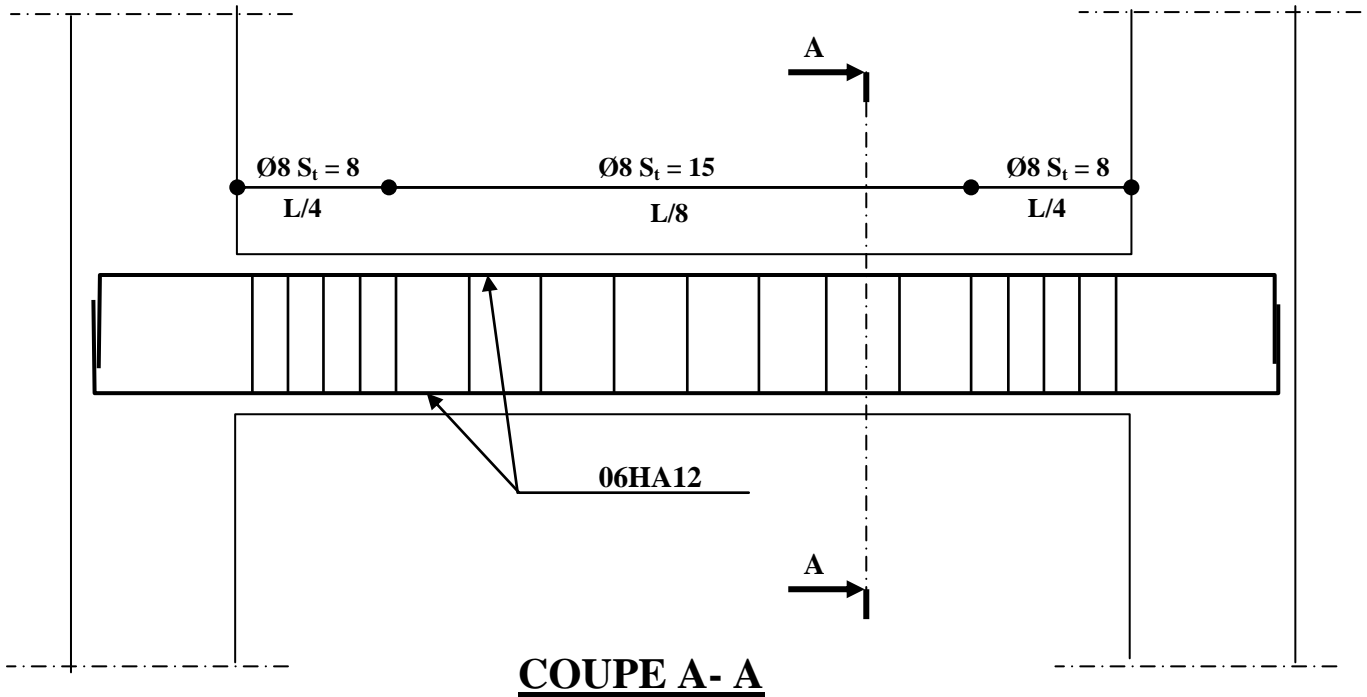
$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{300}{320} = 0,94 > \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,94 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,54}{10 \times 30,05} = 0,092 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 28} = 0,0080 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01025 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Aux appuis et en travée

Figure III.5.5. Ferrailage de la poutre palière

**Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

**III.6. Étude de l'ascenseur :**

La fiche technique du concepteur précise que l'ascenseur est conçue pour un nombre de 06 personnes.

**III.6.1. Les caractéristiques :**

Vitesse de levage:  $V = 1,6 \text{ m/s}$ .

Charge due à la salle de machine:  $P_m = 20 \text{ KN}$

Charge due au poids propre de l'ascenseur:  $D_m = 53 \text{ KN}$

Poids maximal levé par l'ascenseur (charge nominale) est de 700 Kg

La surface de la cabine  $S = (1,80 \times 1,80) = 3,24 \text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est de 2,06m

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est :

$$G = P_m + D_m + P_{\text{personnes}}$$

$$G = 20 + 53 + 7 = 80 \text{ KN.}$$

La surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**III.6.2. Calcul de la dalle pleine :***Épaisseur de la dalle :*

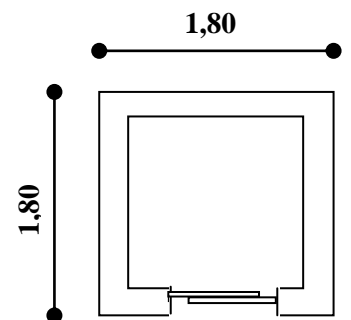
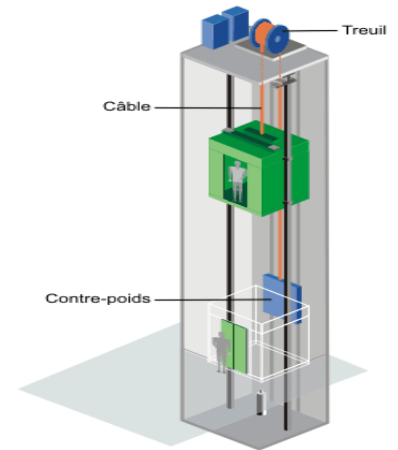
L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

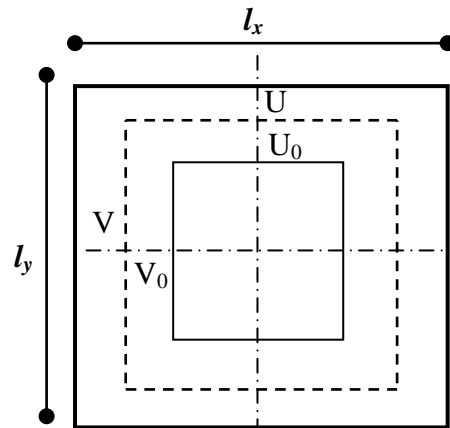
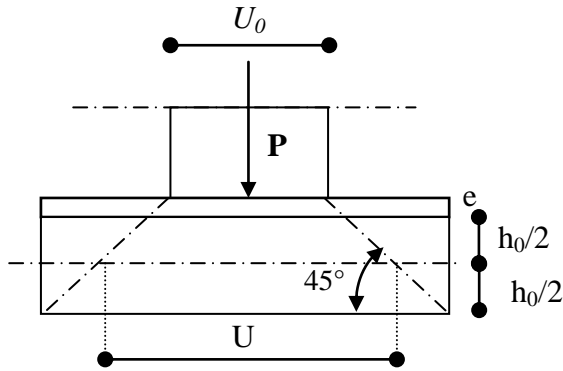
$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

**NB :** le RPA 2003 exige une épaisseur  $h_0 \geq 12 \text{ cm}$ ; on prend :  **$h_0 = 15 \text{ cm}$** .

La dalle repose sur son contour (04 appuis), soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), dite surface d'impact située au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).





On a :  $U = U_0 + 2\zeta e + h_0$   
 $V = V_0 + 2\zeta e + h_0$

**Avec :**

$h_0$  : épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5 cm).

$\zeta$  : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, il est pris égal à 1).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$

$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

**Fonctionnement de la dalle:**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{1,8} = 1 > 0,4$$

La dalle travaille dans les 02 sens.

**Evaluation du moment  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par les formules suivantes:

$$M_{X1} = q \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{Y1} = q \times (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

$\nu$ : coefficient de poisson ( $\nu=0$  à l'E.L.U et 0,2 à l'E.L.S)

$M_1$ ;  $M_2$ : Coefficients déterminés à partir des rapports  $\frac{u}{L_x}$  et  $\frac{v}{L_y}$  (dans les abaques de PIGEAUD).

*c.1. Détermination de  $M_1$  et  $M_2$*

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,58$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{105}{180} = 0,58$$

En se référant au tableau de PIGEAU, on trouve (par interpolation) :

$$M_1 = M_2 = 0,0732$$

➤ *Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :*

$$M_{x1} = q \times M_1$$

$$M_{y1} = q \times M_2$$

Avec  $q = 1,35 \times Q = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$

$$M_{x1} = 108 \times 0,0732 = 7,906 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,0732 = 7,906 \text{ KN.m}$$

➤ *Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :*

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur ; ils sont donnés par les formules

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

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

$\rho = 1 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les 02 sens

Du tableau :

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1,000$$

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

avec :

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

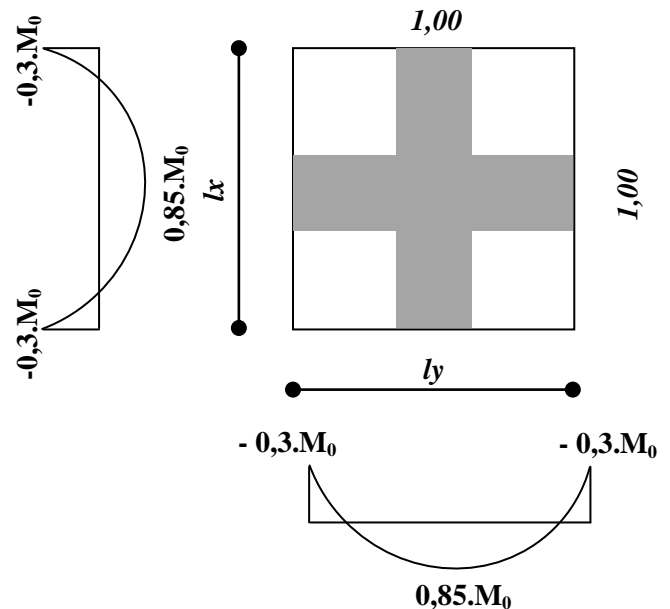
$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,56 (1,80)^2 = 0,782 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,000 \times 0,782 = 0,782 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = 1 > 0,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



**Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,906 + 0,782 = 8,688 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,906 + 0,782 = 8,688 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

❖ **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 8,688 = 7,385 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 8,688 = 7,385 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 8,688 = -2,61 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,688 = -2,61 \text{ KN.m}$$

✚ **Détermination de la section d'armature :**

*Armatures // à X-X :*

❖ **En travée :**

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

$$h_0 = 15 \text{ cm, enrobage } c = 3 \text{ cm.}$$

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7,385 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{7,385 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8**  $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement **S = 25 cm**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2,61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2,61 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8  $\Rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S = 25 \text{ cm}$

*Armatures // à Y-Y :*

Le ferrailage suivant ce sens est pris égal à celui adopté dans le sens parallèle à XX' du fait que les sollicitations dans les deux sens sont égales.

❖ En travée :

Soit 4HA8  $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis:

Soit 4HA8  $\Rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S = 25 \text{ cm}$

### III.6.3. Vérification à L'E.L.U

#### a. Condition de non fragilité

##### Armatures inférieures

$$W_x = W_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

$$W_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

$$\rho = 1,000$$

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures.

$S$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = **0,0008** (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3 \times 1,000}{2} = \mathbf{0,0012}$$

$$A_{\min} = W_x \times S = 0,0012 \times (15 \times 100) = \mathbf{1,8 \text{ cm}^2}$$

##### Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = \mathbf{1,2 \text{ cm}^2}$$

❖ En travée :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

**b. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c. Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\text{Armature } A_x // l_x : S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature } A_y // l_y : S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

**d. Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :**

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$h_0$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1 \times 80 = 80 \text{ KN}$$

$Q_u = 80 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \Rightarrow$  les armatures transversales sont inutiles.

**e. Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage de la charge ;

Nous avons  $U = V$  , donc : Au milieu de  $u$  on a :

$$V_u = \frac{P}{2(U + V)} \times 1 \text{ m} = \frac{80}{2 \times (105 + 1,05)} = 19,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,04 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,158 \text{ MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles :

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

$$\tau_u = 0,148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.6.4. Vérification à l'E.L.S :****a. Évaluation des moments :****a-1) les moments engendrés par le système de levage :**

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

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

Avec :

$$q_s = 80 \text{ KN} \text{ et } v = 0,2 \text{ à ELS}$$

$$M_{x1} = 80 \times (0,0732 + 0,2 \times 0,0732) = 7,027 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,0732 + 0,2 \times 0,0732) = 7,027 \text{ KN.m}$$

**a-2) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = (25 \times 0,15) + 1 \quad \Rightarrow \quad q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (1,8)^2 = 0,680 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,000 \times 0,680 = 0,680 \text{ KN.m}$$

**a-3) Superposition des moments**

$$M_x = 7,027 + 0,680 = 7,707 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7,027 + 0,680 = 7,707 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments:**

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

- Les moments en travée :

$$M_x^t = 7,707 \times 0,85 = 6,551 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 7,707 \times 0,85 = 6,551 \text{ KN.m}$$

- Les moments aux appuis

$$M_x^a = 7,707 \times (-0,3) = -2,312 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 7,707 \times (-0,3) = -2,312 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de fissuration :

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

*b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :*

✚ Sens x-x et sens y-y :

**1-En travée :**

$$M_x^t = M_y^t = 6,551 \text{ KN.m}$$

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

On procède à la vérification de la condition suivante :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,933 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 59,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,551 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 306,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{306,3}{59,63} = 5,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**2-Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 2,312 \text{ KN.m}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,933 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 59,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{2,312 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 102,737 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{102,737}{59,63} = 1,723 \text{ MPa}$$

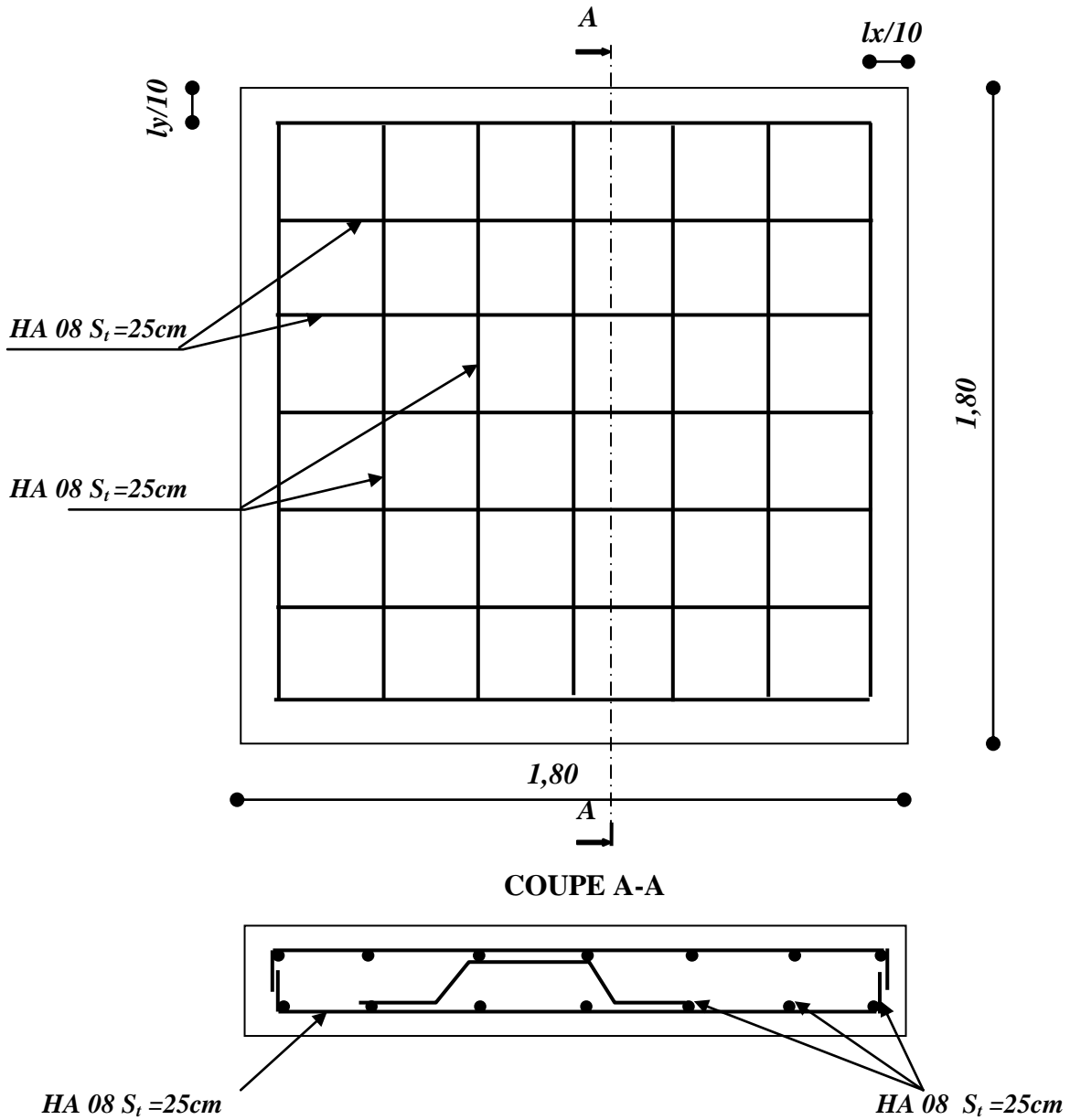
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Etat limite de déformation:***

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_0}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{180} = 0,083 \geq \frac{6,551}{20 \times 7,707} = 0,0425 \\ \frac{A_x}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.





---

## ***CHAPITRE IV***

---



# ***MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS RPA***

**Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base des méthodes des éléments finis (MEF) qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. 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 opté pour **ETABS Version 9.6**

**IV. 1. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building 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 structures.
- 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 données vers d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**IV. 2. Étapes 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.

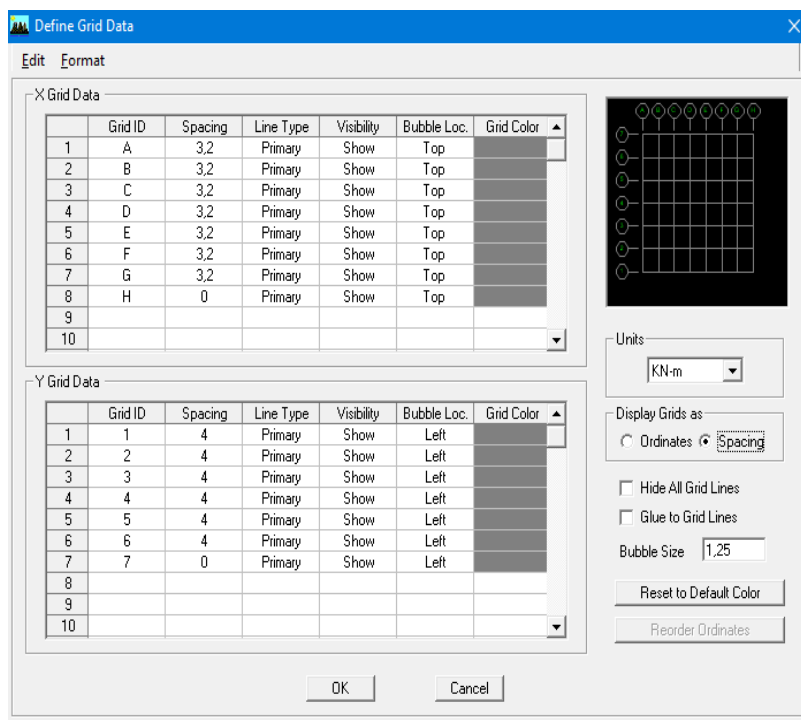
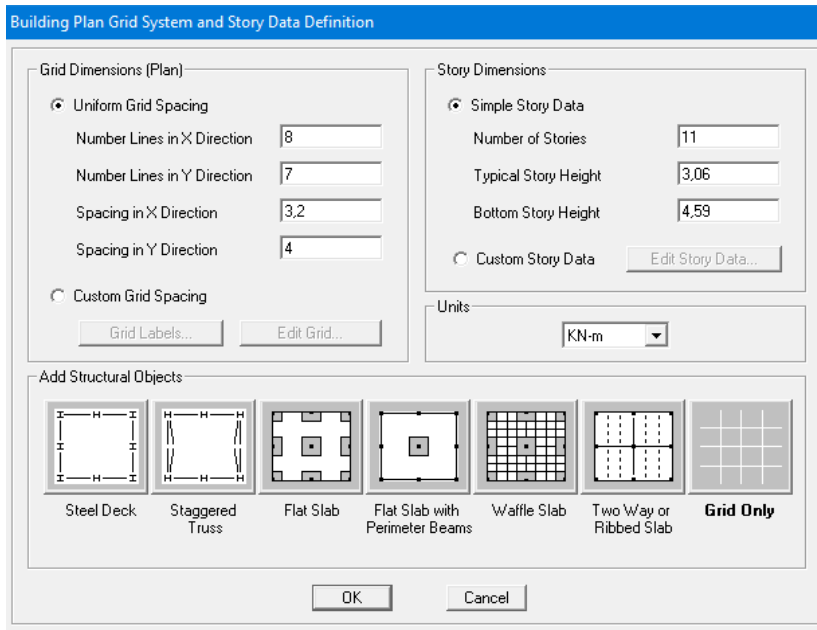
IV.2.1.Introduction de la géométrie du modèle :

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 → Custom grid spacing → Edit grid



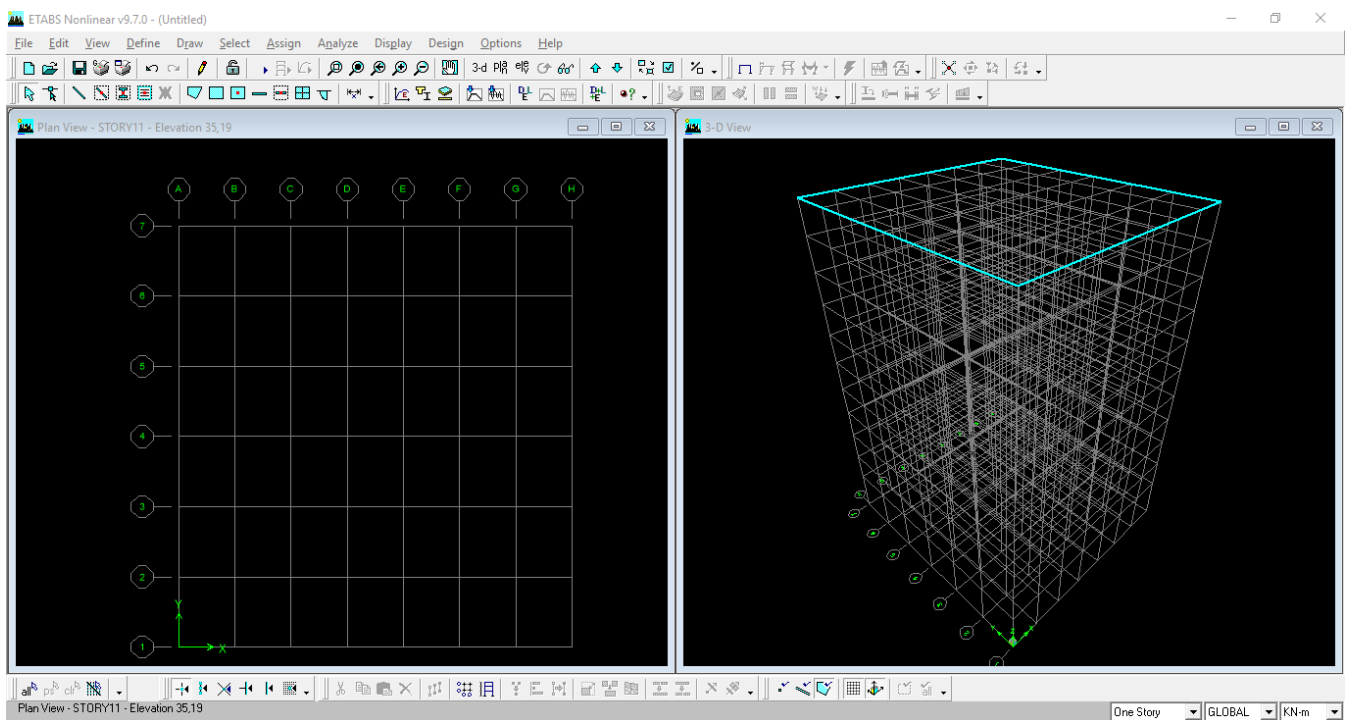
Cette opération permet d'introduire:

- ✓ le nombre de lignes suivant les deux directions X et Y.
- ✓ le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- ✓ les hauteurs des différents étages.
- ✓ le nombre d'étages.
- ✓ les longueurs des travées.

### Remarque:

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

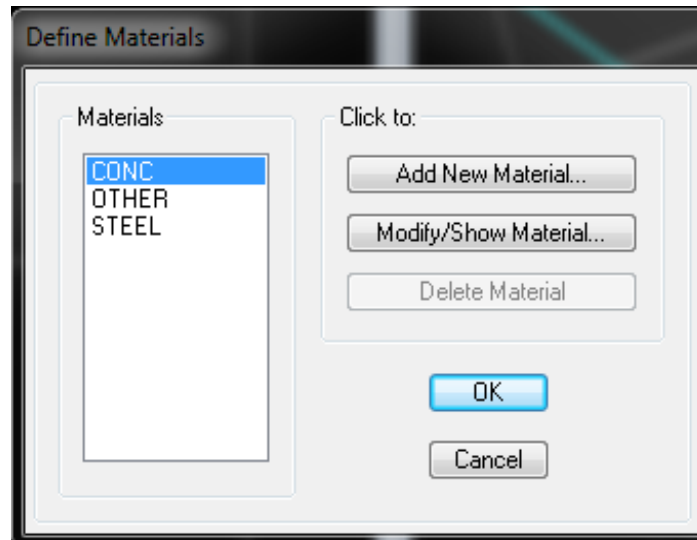
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on obtiendra deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



### IV.2.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

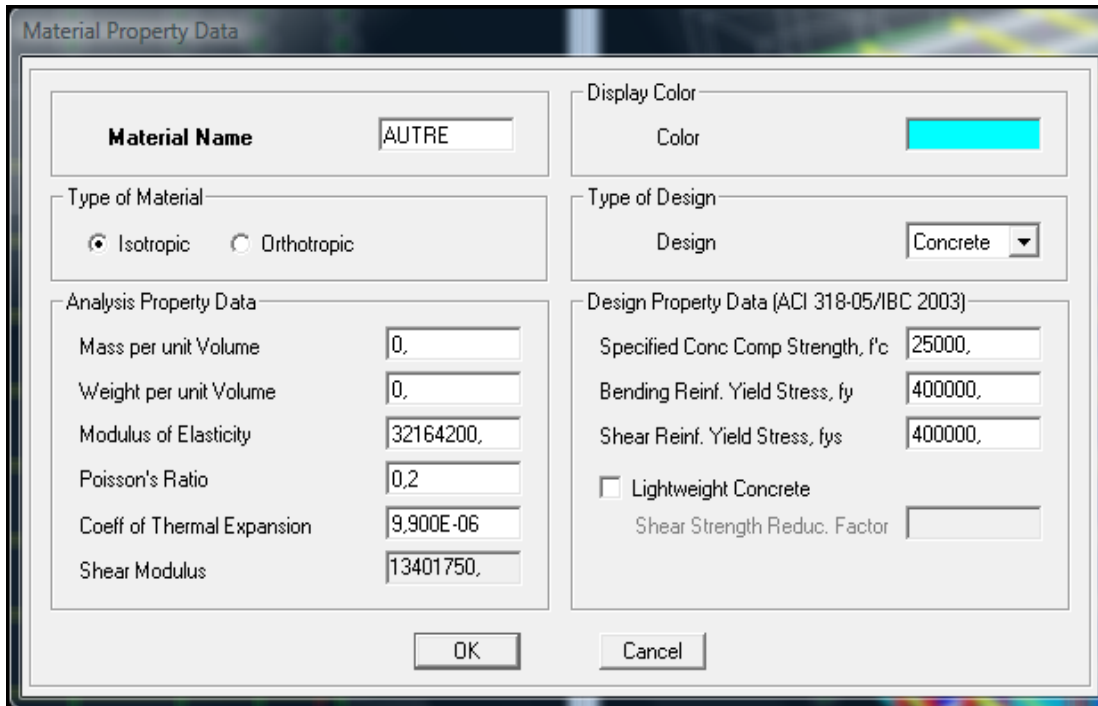
La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

**Define** → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

*Define* → *Material properties* → *Add New Material*



The dialog box 'Material Property Data' contains the following fields and options:

- Material Name:** AUTRE
- Display Color:** Color (Cyan)
- 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 (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
  - Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: [Empty]

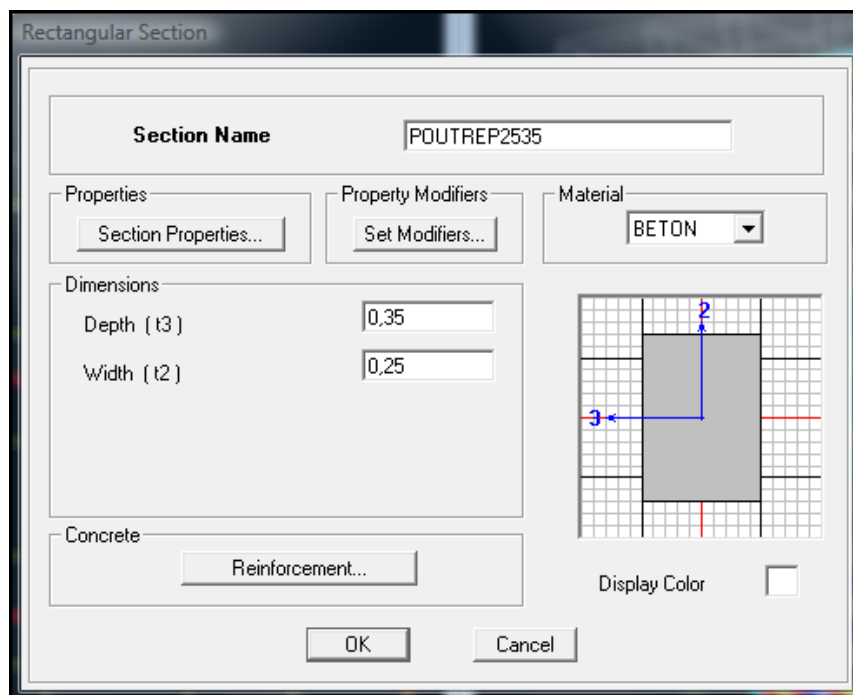
Buttons: OK, Cancel

#### IV.2.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à 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*



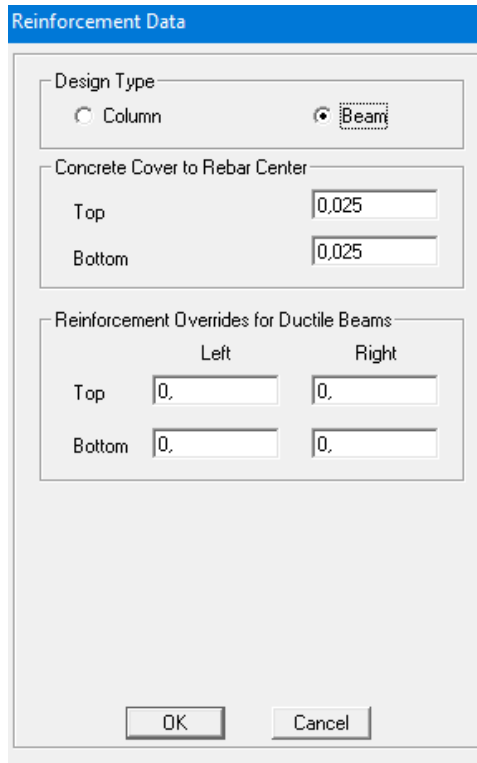
The dialog box 'Rectangular Section' contains the following fields and options:

- Section Name:** POUTREP2535
- Properties:** Section Properties...
- Property Modifiers:** Set Modifiers...
- Material:** BETON
- Dimensions:**
  - Depth (t3): 0,35
  - Width (t2): 0,25
- Concrete:** Reinforcement...
- Display Color:**

The diagram shows a rectangular section on a grid with dimensions 0,35 (vertical) and 0,25 (horizontal).

Buttons: OK, Cancel

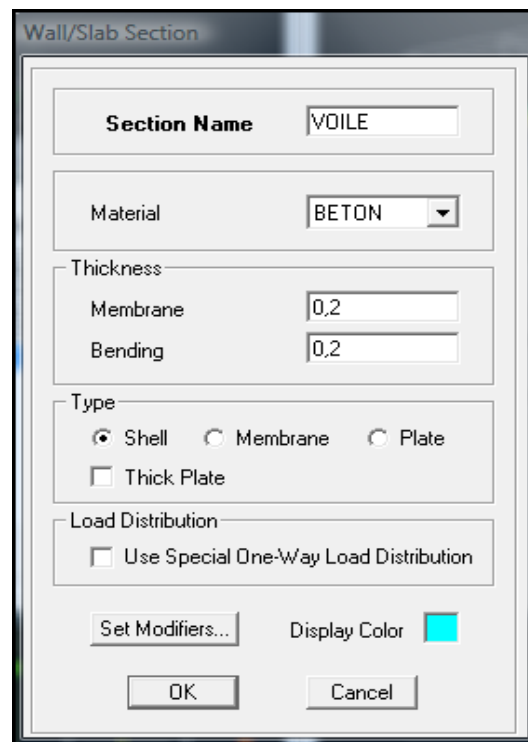
**Clique sur renforcement → cocher Beam → OK**

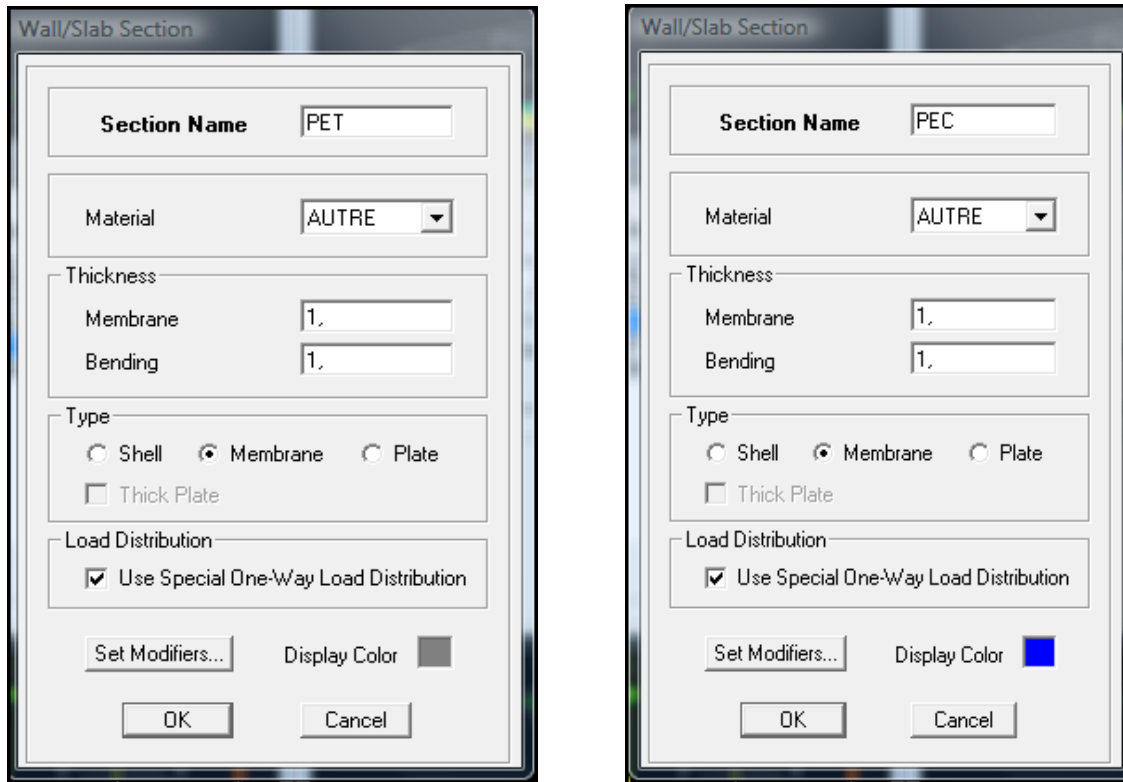


On procède de la même manière pour les poteaux sans cliquer sur renforcement cette fois-ci.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define → Area sections → Add New Section**






Puis on définit leurs propriétés.

### Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :


#### Pour les poteaux :

On clique sur le bouton 

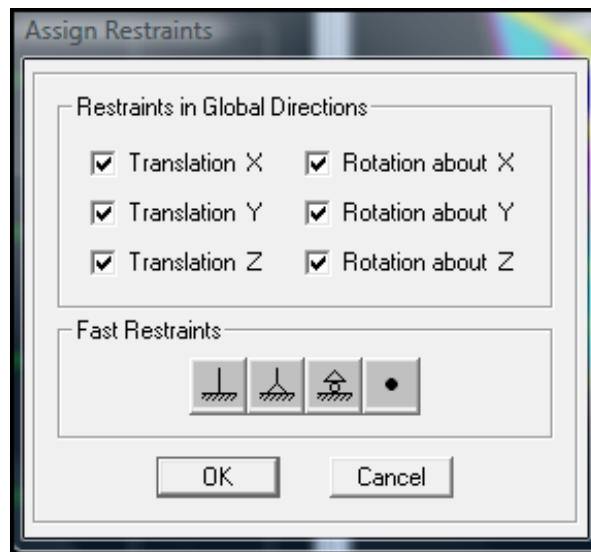
Une fenêtre s'affiche (*properties of object*) → *None* → on choisit le nom de la section (pot30 30 par exemple) puis on valide.

#### Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer 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:

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

$W_i$  : poids total de la structure.

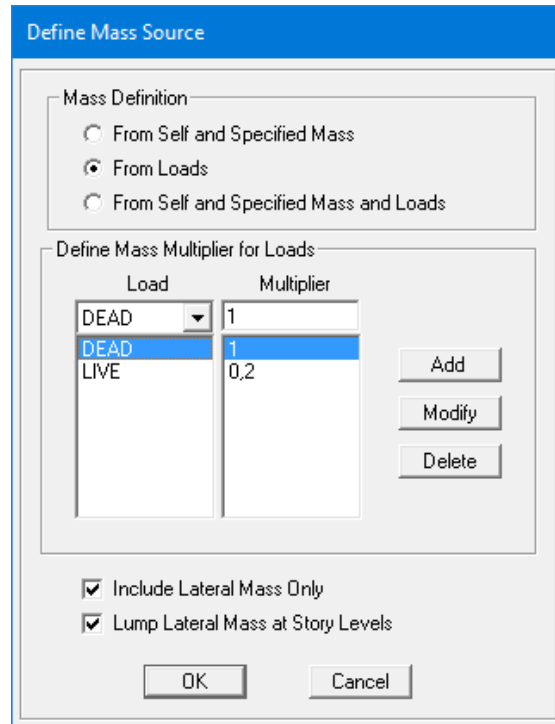
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99(on le prend pour notre cas égal à 0.2 → bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

Define → Masse source → from loads

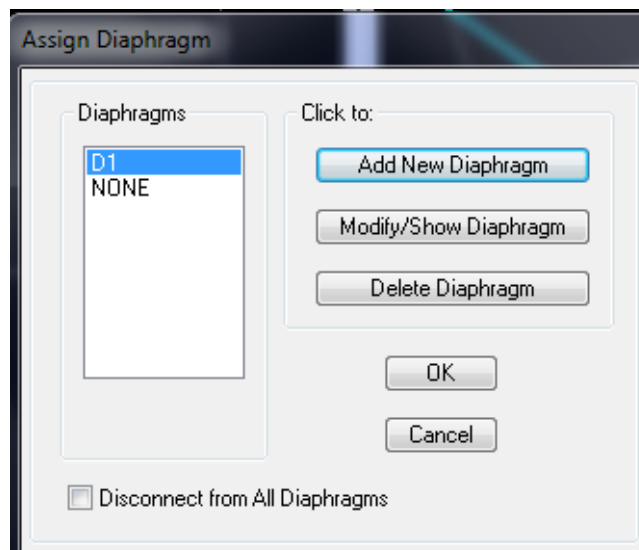


### Diaphragme :

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.

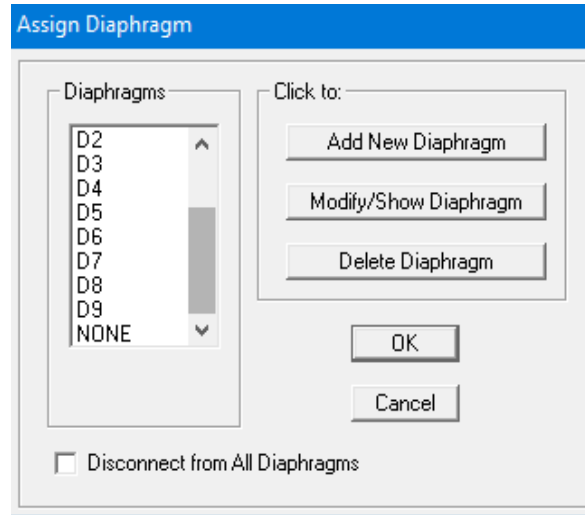
On sélectionne le premier étage : Assign → Joint/Point → Diaphragms → D1 → OK



Le deuxième étage :

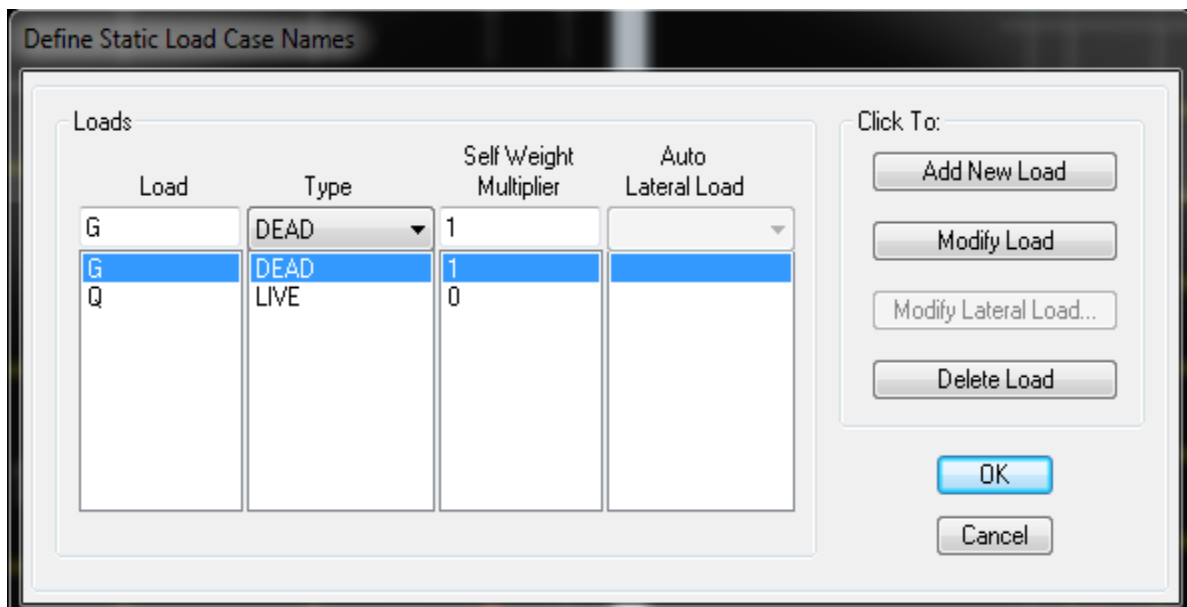
**Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **OK**

On suit la même procédure pour l'ensemble des étages.



#### IV.2.4. 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**



#### IV.2.5. 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 la période propre T.

**A. Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable RPA99/03 Tab 4.1.2)
- Par Méthode dynamique qui regroupe :

La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

**B. Présentation de la méthode modale spectrale :**

C'est la méthode qui nous permet à chercher pour chacun des modes de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul ; ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

**C. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :**

**1. Le site :** D'après le rapport de sol de notre structure, le site d'implantation est meuble classé comme S3 selon le **RPA 99/2003 (Article 3.3.1)**.

**2. La zone :** La zone d'implantation dite AZAZGA wilaya de Tizi-Ouzou, reconnue comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)

**3. Le groupe d'usage :** Groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

**4. Remplissage :** Dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

**5. Pourcentage d'amortissement critique  $\zeta$**

**6. Facteur de qualité : Q** tel que :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :  $P_q$  c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

### ✚ Calcul de Q :

#### Suivant x-x :

##### a. Régularité en plan :

**a.1 :** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses  
→ **Condition vérifiée.**

**a.2 :** À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée → *on suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors de vérifications exigées par le RPA avec le logiciel ETABS.*

**a.3 :** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 →  $\frac{22}{19} = 1,173 < 4$  → **condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction nous avons deux parties saillante transversalement de dimension  $l = 2,4\text{m}$

$l_{\text{tot}} = 21,6\text{m}$  d'où  $l = 11,11\% < 25\%$  → **condition vérifiée.**

**a.4 :** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_{\text{tot}} = 384 \text{ m}^2 \quad S_{\text{ouverture}} = 16,04 \text{ m}^2$$

Donc le pourcentage des ouvertures =  $4,18\% < 15\%$  → **condition vérifiée.**

#### **Conclusion**

La condition de la régularité en plan est vérifiée.

**b. Régularité en élévation :**

**b.1 :** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation → *Condition vérifiée.*

**b.2 :** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment → *Condition vérifiée.*

**b.3 :** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension → pas de décrochement en élévation. → *Condition vérifiée.*

**Conclusion**

La structure est classé régulière en élévation.

**c. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

**c.1 :** Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement → *Condition vérifiée*

**c.2 :** Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 → *Condition vérifiée.*

**d. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 07 files suivant x-x et 05 suivant y-y) → *Condition vérifiée.*

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

$$\frac{320}{320} = 1 < 1,5 \text{ suivant } x - x$$

$$\frac{400}{400} = 1 < 1,5 \text{ suivant } y - y \rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

**e. Contrôle de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise → *Condition non vérifiée.*

**f. Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier, cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. → *Condition vérifiée.*

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

**Suivant x-x**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0,05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0,10

**Suivant y-y**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0,05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0,10

**Selon x-x :**

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10 = 1,15$$

**Selon y-y :**

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10 = 1,15$$

**Note :** Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q = 1,15**

**g- Études de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par

l'ETABS version 9.6.0

Sens x-x :

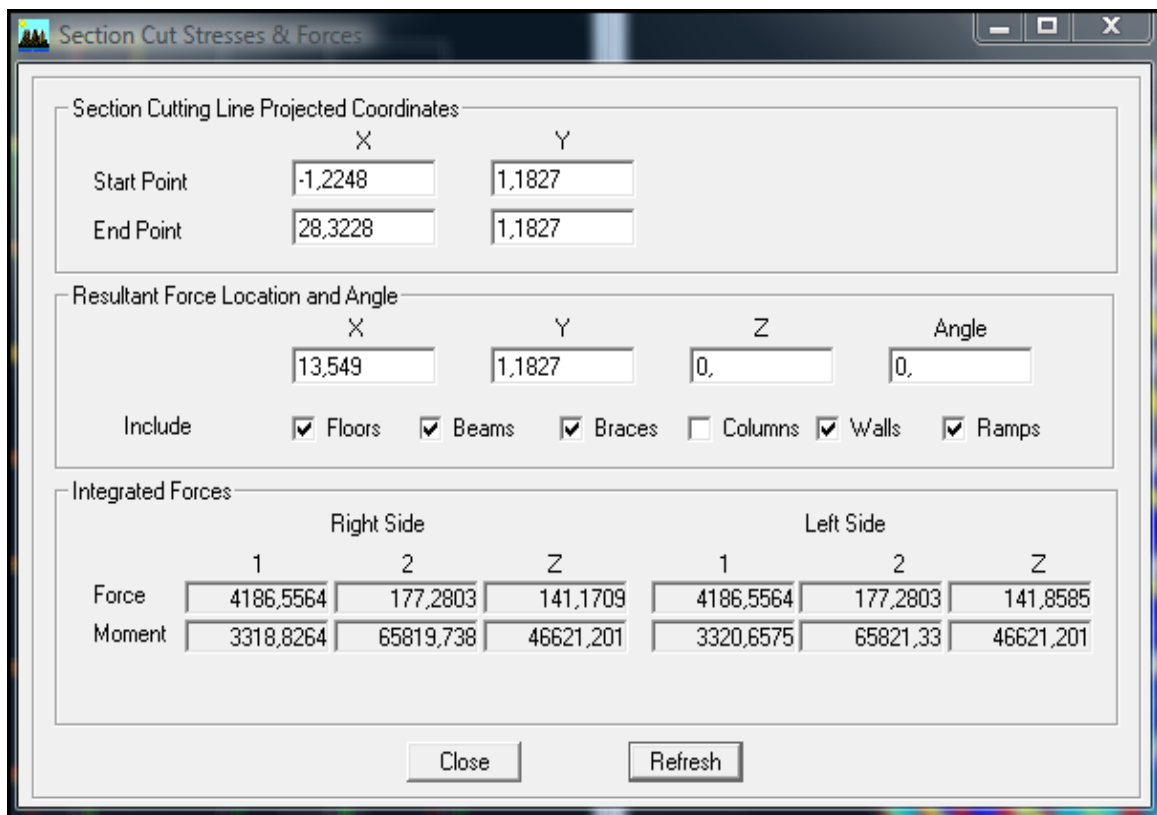
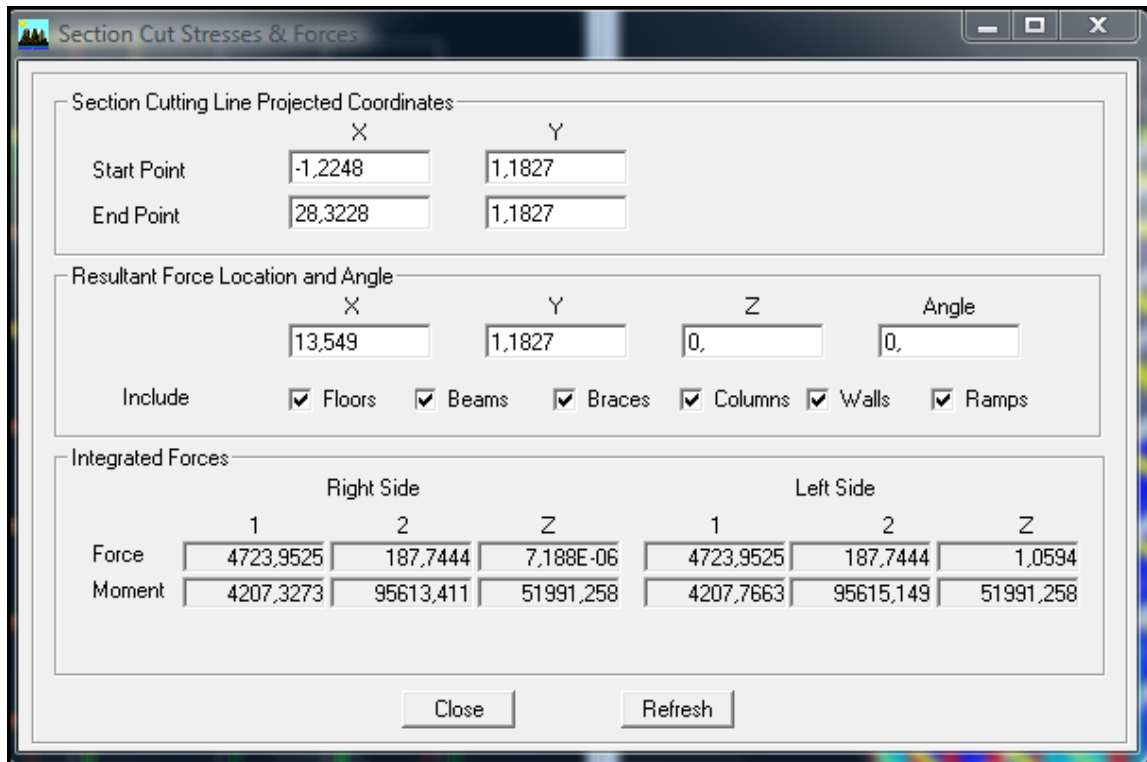


Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action d'EX

On a 4723,9525 → 100%

4186,5564 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

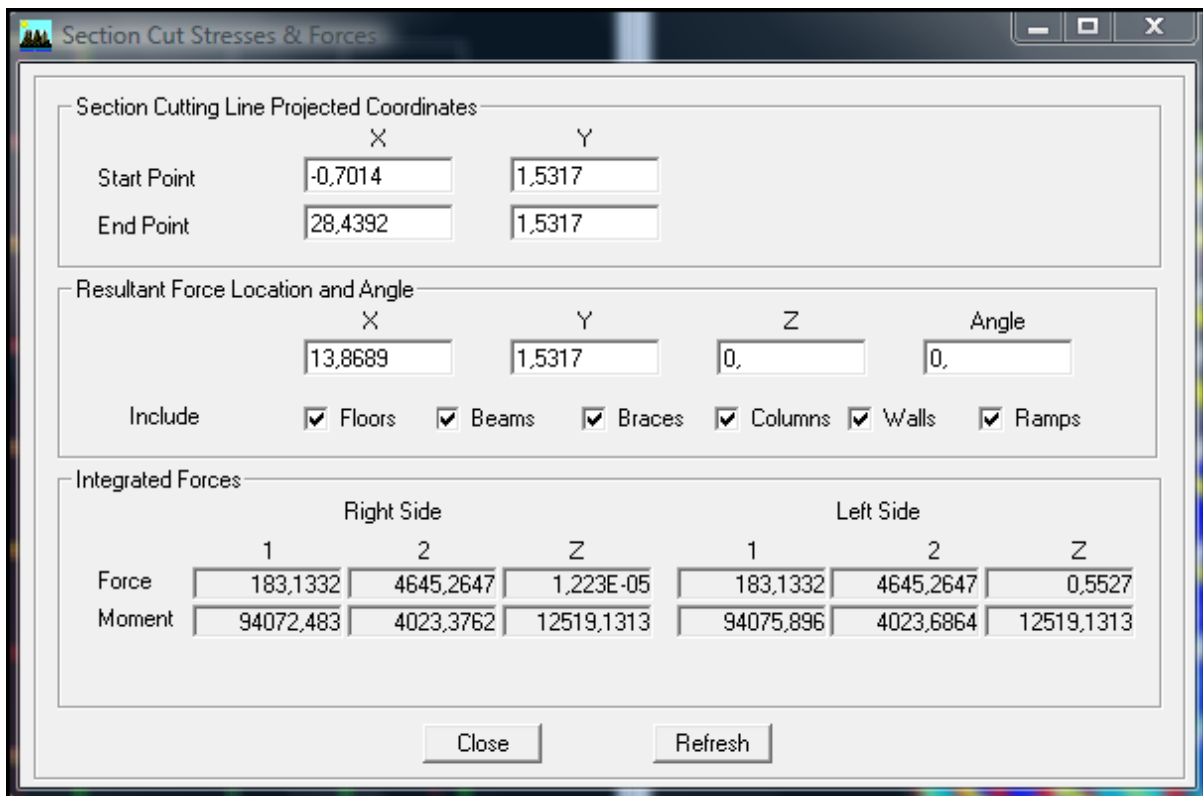
$$X = \frac{4186,5564 \times 100}{4723,9525} = 88\%$$

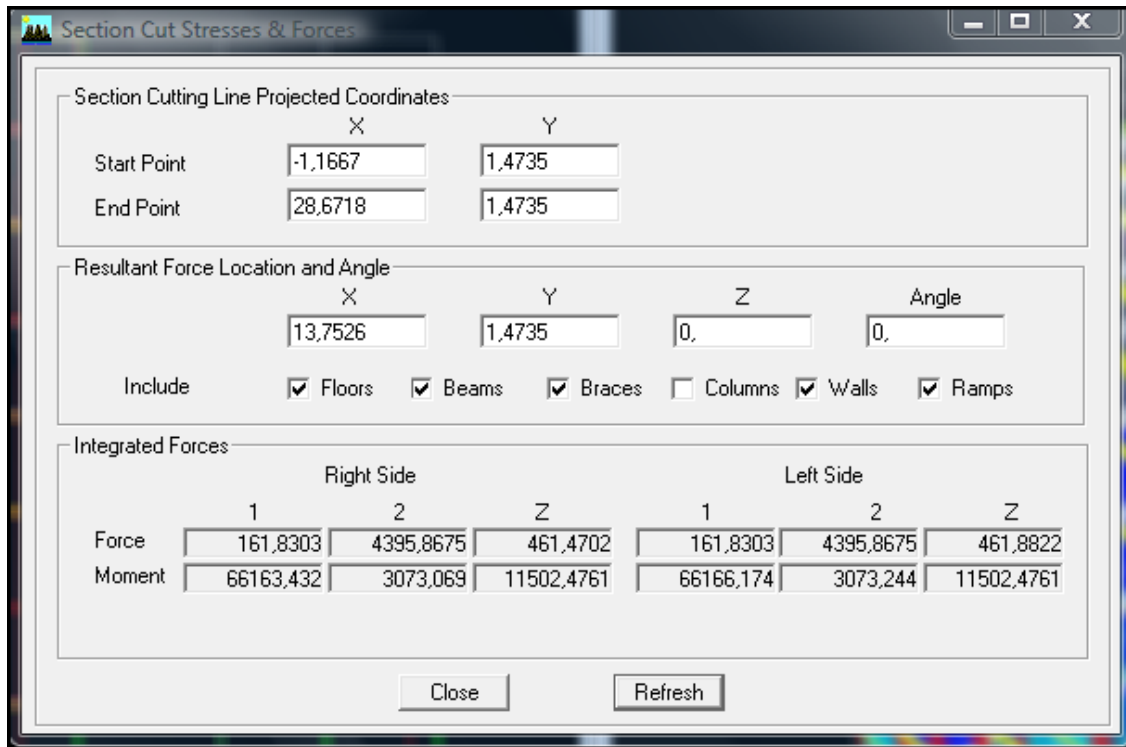
Donc :

Effort repris par les voiles= **88%**

Effort repris par les portiques = **12%**

**Sens y-y**





On a 4645,2647 → 100%

4395,8675 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{4395,8675 \times 100}{4645,2647} = 94\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles = **94%**

Effort repris par les portiques = **8%**

Conclusion :

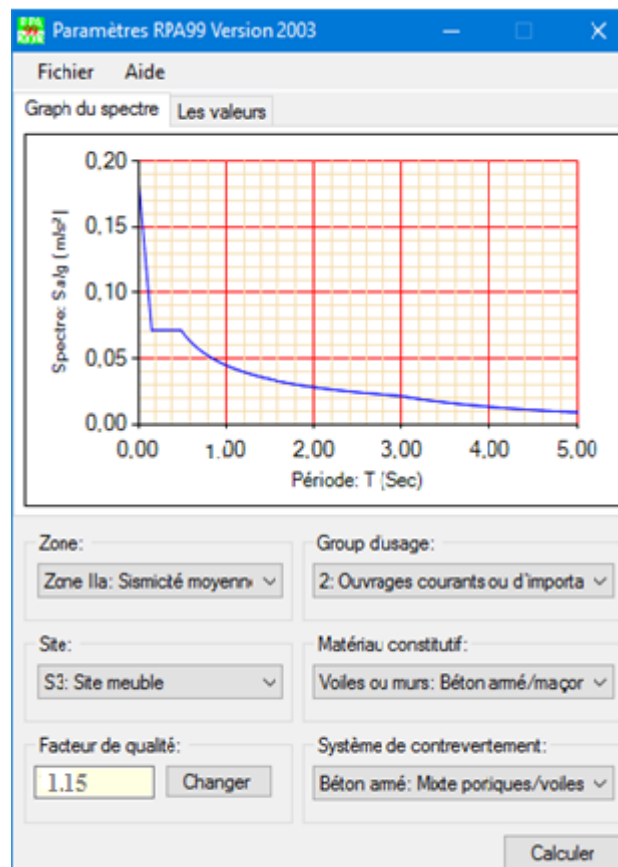
D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

Valeur de  $\zeta$  :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

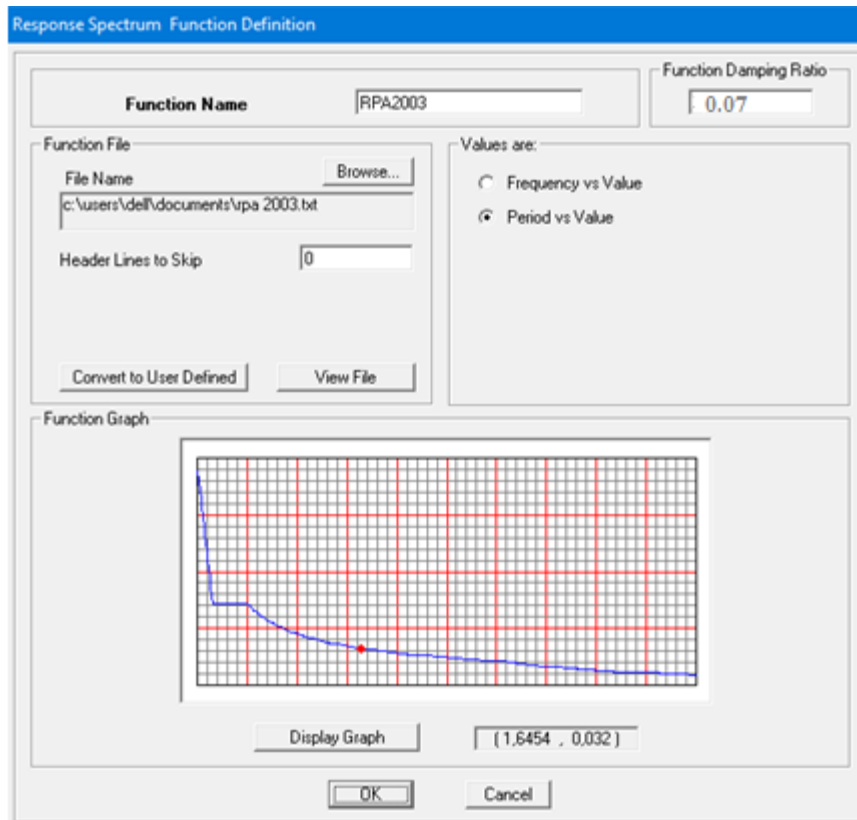
Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau.

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3
La zone	IIa
Le groupe d'usage	2
Facteur de qualité Q	1,15
coefficient de comportement R	5
% d'amortissement critique $\zeta$	7



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

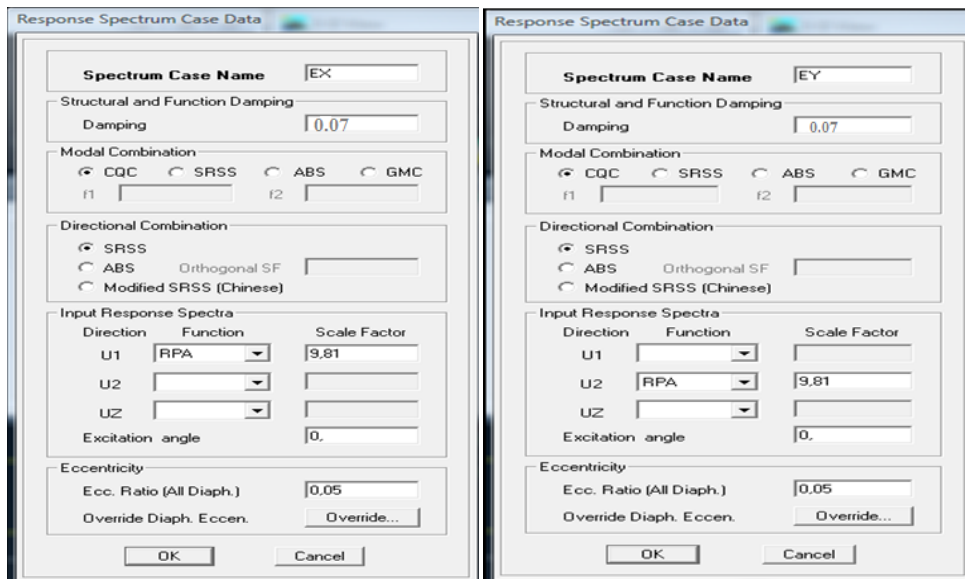
**Define Response → Spectrum → reponse spectrum functions**



**IV.2.6. 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**



### IV.2.7. Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en

cliquant sur : *Assign* → *Areas loads* → *uniform* 

On sélectionne chaque élément linière (poutres) et on lui affecte le chargement qui lui revient en

cliquant sur : *Assign* → *frame/lineloads* → *distributed* 

### IV.2.8. Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

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

ELS :  $G+Q$

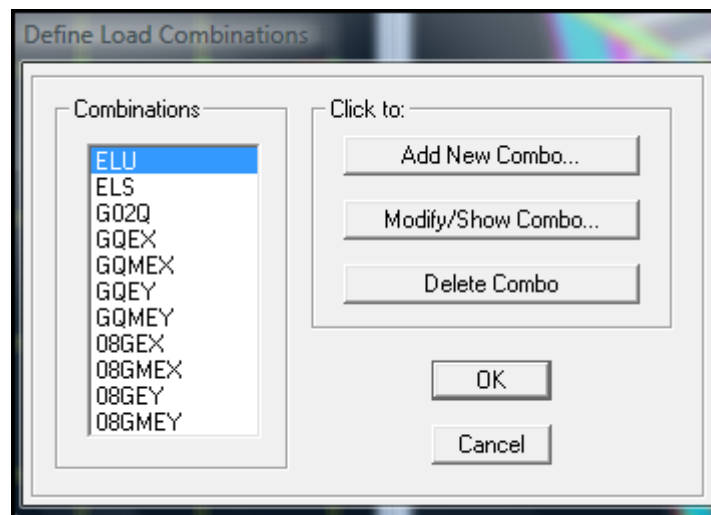
Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE :  $G+Q\pm E$

08GE :  $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Load Combinations** → **Add New Combo**



### IV.2.9. 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*

**Visualisation des résultats**

Déformée de la structure :

On clique sur l'icône : *Show Deformed Shape* et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

**Diagramme des efforts internes :**

On se positionne sur un plancher, on clique sur *Display*, et on sélectionne : *Show Member forces/Stresses Diagram*

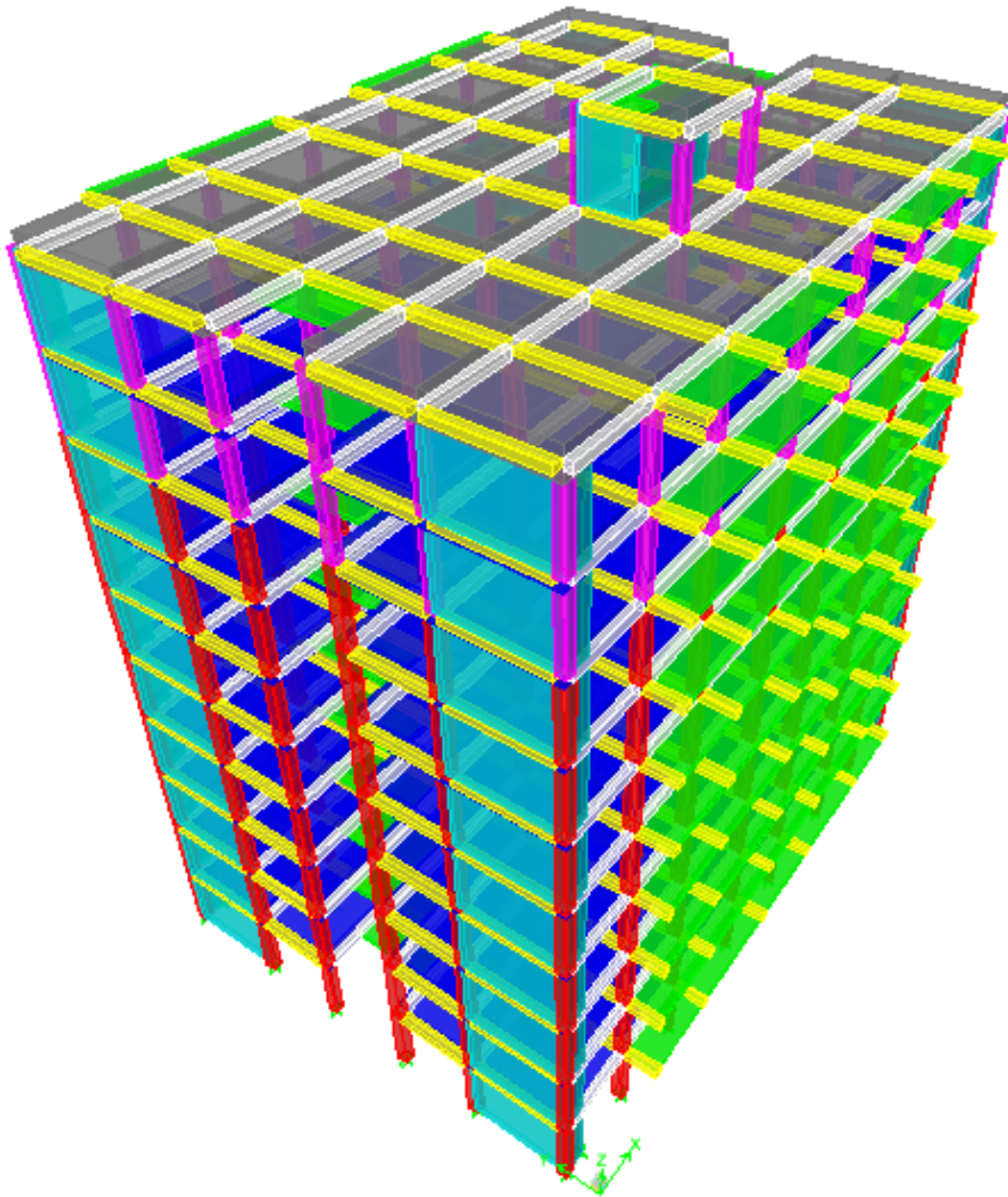


Figure IV-1: vue en trois dimensions de la structure

### IV. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base:

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la formule empirique appropriée.

#### IV.3.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad \text{RPA 99 [formule 4 - 1]}$$

**A** : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

**W** : poids de la structure.

#### Application :

a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

GROUPE	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On a : zone IIa et groupe d'usage de classe 02 → **A = 0,15**

b). **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 ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau IV-1 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ 

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel :

Nous avons un contreventement voiles donc on prend :  $\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,76 > 0,7$

#### Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas  $C_T = 0,05$

D'où  $T = 0,67S$

D'où :  $D = 1,56$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure, pour une structure en béton armé à contreventement par voiles  $\rightarrow R = 5$ .

c)  $Q$  : Facteur de qualité, défini par :

$$Q_x = 1,15$$

$$Q_y = 1,15$$

**d) W : poids de la structure.**

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où  $W_T = \sum_1^{10} W_i$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas  $\beta=0,20$ .

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0,2Q

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETG8	POIDS	Bottom	7174,40	0,00	0,00	0,000	65839,886	-77723,...
ETG7	POIDS	Top	10054,76	0,00	0,00	0,000	91895,265	-108786
ETG7	POIDS	Bottom	10877,13	0,00	0,00	0,000	99815,463	-117742,
ETG6	POIDS	Top	13781,40	0,00	0,00	0,000	125899,527	-149255
ETG6	POIDS	Bottom	14690,79	0,00	0,00	0,000	134620,297	-159151
ETG5	POIDS	Top	17612,98	0,00	0,00	0,000	161023,480	-190551
ETG5	POIDS	Bottom	18522,38	0,00	0,00	0,000	169744,250	-200447
ETG4	POIDS	Top	21372,85	0,00	0,00	0,000	195345,453	-230901
ETG4	POIDS	Bottom	22282,25	0,00	0,00	0,000	204066,224	-240797
ETG3	POIDS	Top	25204,44	0,00	0,00	0,000	230469,406	-272197
ETG3	POIDS	Bottom	26328,03	0,00	0,00	0,000	241160,816	-284406
ETG2	POIDS	Top	29220,34	0,00	0,00	0,000	266727,359	-315197
ETG2	POIDS	Bottom	30343,94	0,00	0,00	0,000	277418,769	-327406
ETG1	POIDS	Top	33257,16	0,00	0,00	0,000	303775,338	-358801
ETG1	POIDS	Bottom	34380,76	0,00	0,00	0,000	314466,749	-371010
RDC	POIDS	Top	37213,44	0,00	0,00	0,000	340527,405	-401368
RDC	POIDS	Bottom	38898,83	0,00	0,00	0,000	356564,521	-419682

$W_t = 38898,83 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,56 \times 1,15}{5} \times 38898,83 \rightarrow V_x = 1820,46 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,53 \times 1,15}{5} \times 38898,83 \rightarrow V_y = 1820,46 \text{ KN}$$

Vérification :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETG8	EX	Bottom	0,00	544,61	10,98	5455,937	50,618	2569,0
	ETG7	EX	Top	0,00	734,86	15,59	7478,586	50,618	2569,0
	ETG7	EX	Bottom	0,00	734,86	15,59	7478,586	97,533	4732,7
	ETG6	EX	Top	0,00	896,71	19,61	9190,467	97,533	4732,7
	ETG6	EX	Bottom	0,00	896,71	19,61	9190,467	156,631	7348,1
	ETG5	EX	Top	0,00	1037,37	22,86	10712,521	156,631	7348,1
	ETG5	EX	Bottom	0,00	1037,37	22,86	10712,521	225,912	10350,7
	ETG4	EX	Top	0,00	1155,47	25,26	12018,152	225,912	10350,7
	ETG4	EX	Bottom	0,00	1155,47	25,26	12018,152	302,790	13677,7
	ETG3	EX	Top	0,00	1262,41	27,02	13217,167	302,790	13677,7
	ETG3	EX	Bottom	0,00	1262,41	27,02	13217,167	385,224	17286,4
	ETG2	EX	Top	0,00	1352,59	28,21	14217,594	385,224	17286,4
	ETG2	EX	Bottom	0,00	1352,59	28,21	14217,594	471,312	21137,5
	ETG1	EX	Top	0,00	1425,64	28,87	15105,557	471,312	21137,5
	ETG1	EX	Bottom	0,00	1425,64	28,87	15105,557	559,452	25181,6
	RDC	EX	Top	0,00	1483,97	29,15	15787,097	559,452	25181,6
	RDC	EX	Bottom	0,00	1483,97	29,15	15787,097	693,007	31518,7

OK

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETG8	EY	Bottom	0,00	9,07	568,63	6724,136	2712,542	41,42
	ETG7	EY	Top	0,00	13,30	743,23	8858,962	2712,542	41,42
	ETG7	EY	Bottom	0,00	13,30	743,23	8858,962	4892,583	81,41
	ETG6	EY	Top	0,00	17,14	901,98	10828,857	4892,583	81,41
	ETG6	EY	Bottom	0,00	17,14	901,98	10828,857	7475,715	133,28
	ETG5	EY	Top	0,00	20,41	1039,17	12544,340	7475,715	133,28
	ETG5	EY	Bottom	0,00	20,41	1039,17	12544,340	10431,810	195,34
	ETG4	EY	Top	0,00	23,01	1152,13	13990,032	10431,810	195,34
	ETG4	EY	Bottom	0,00	23,01	1152,13	13990,032	13703,110	265,48
	ETG3	EY	Top	0,00	25,04	1250,05	15271,527	13703,110	265,48
	ETG3	EY	Bottom	0,00	25,04	1250,05	15271,527	17244,407	341,98
	ETG2	EY	Top	0,00	26,52	1331,39	16390,899	17244,407	341,98
	ETG2	EY	Bottom	0,00	26,52	1331,39	16390,899	21004,840	422,88
	ETG1	EY	Top	0,00	27,40	1413,02	17546,083	21004,840	422,88
	ETG1	EY	Bottom	0,00	27,40	1413,02	17546,083	24951,112	506,41
	RDC	EY	Top	0,00	27,78	1483,96	18484,246	24951,112	506,41
	RDC	EY	Bottom	0,00	27,78	1483,96	18484,246	31177,323	633,75

OK

**Sens x-x :**

$$V_{\text{etabs}} = 1483,97 \text{ KN} > 0,8 \times 1820,46 = 1456,36 \text{ KN}$$

**Sens y-y :**

$$V_{\text{etabs}} = 1483,97 \text{ KN} > 0,8 \times 1820,46 = 1456,36 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

L'effort tranchant à la base est vérifié.

**VI.3.2. Déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

**Le déplacement horizontal :**

À chaque niveau "k" de la structure est calculé d'après le RPA 99 (Art 4.4.3) comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$  : déplacement dû aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Suivant x-x :**

**Tableau IV.1. Déplacements relatifs sous l'action Ex**

Story	$h_e$	$\delta_e$	R	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	1% $h_{\text{étage}}$	CONDITION
Ter	3,06	0,017318	5	0,08659	0,07818	0,00841	0,0306	Vérifiée
Et8	3,06	0,015636	5	0,07818	0,069225	0,008955	0,0306	Vérifiée
Et7	3,06	0,013845	5	0,069225	0,059755	0,00947	0,0306	Vérifiée
Et6	3,06	0,011951	5	0,059755	0,049905	0,00985	0,0306	Vérifiée
Et5	3,06	0,009981	5	0,049905	0,03984	0,010065	0,0306	Vérifiée
Et4	3,06	0,007968	5	0,03984	0,029885	0,009955	0,0306	Vérifiée
Et3	3,06	0,005977	5	0,029885	0,02046	0,009425	0,0306	Vérifiée
Et2	3,06	0,004092	5	0,02046	0,011935	0,008525	0,0306	Vérifiée
Et1	3,06	0,002387	5	0,011935	0,00491	0,007025	0,0306	Vérifiée
RDC	4,59	0,000982	5	0,00491	0	0,00491	0,0459	Vérifiée

Suivant y-y :

**Tableau IV.2. Déplacements relatifs sous l'action E<sub>y</sub>.**

Story	h <sub>c</sub>	δ <sub>e</sub>	R	δ <sub>κ</sub>	δ <sub>κ-1</sub>	Δ <sub>κ</sub>	1% h étage	CONDITION
ter	3,06	0,015551	5	0,077755	0,068265	0,00949	0,0306	Vérifiée
Et8	3,06	0,013653	5	0,068265	0,05865	0,009615	0,0306	Vérifiée
Et7	3,06	0,01173	5	0,05865	0,04902	0,00963	0,0306	Vérifiée
Et6	3,06	0,009804	5	0,04902	0,03955	0,00947	0,0306	Vérifiée
Et5	3,06	0,00791	5	0,03955	0,030455	0,009095	0,0306	Vérifiée
Et4	3,06	0,006091	5	0,030455	0,02203	0,008425	0,0306	Vérifiée
Et3	3,06	0,004406	5	0,02203	0,01453	0,0075	0,0306	Vérifiée
Et2	3,06	0,002906	5	0,01453	0,008175	0,006355	0,0306	Vérifiée
Et1	3,06	0,001635	5	0,008175	0,003335	0,00484	0,0306	Vérifiée
RDC	4,59	0,000667	5	0,003335	0	0,003335	0,0459	Vérifiée

**Conclusion** : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

### V.3.3. Déplacement maximal :

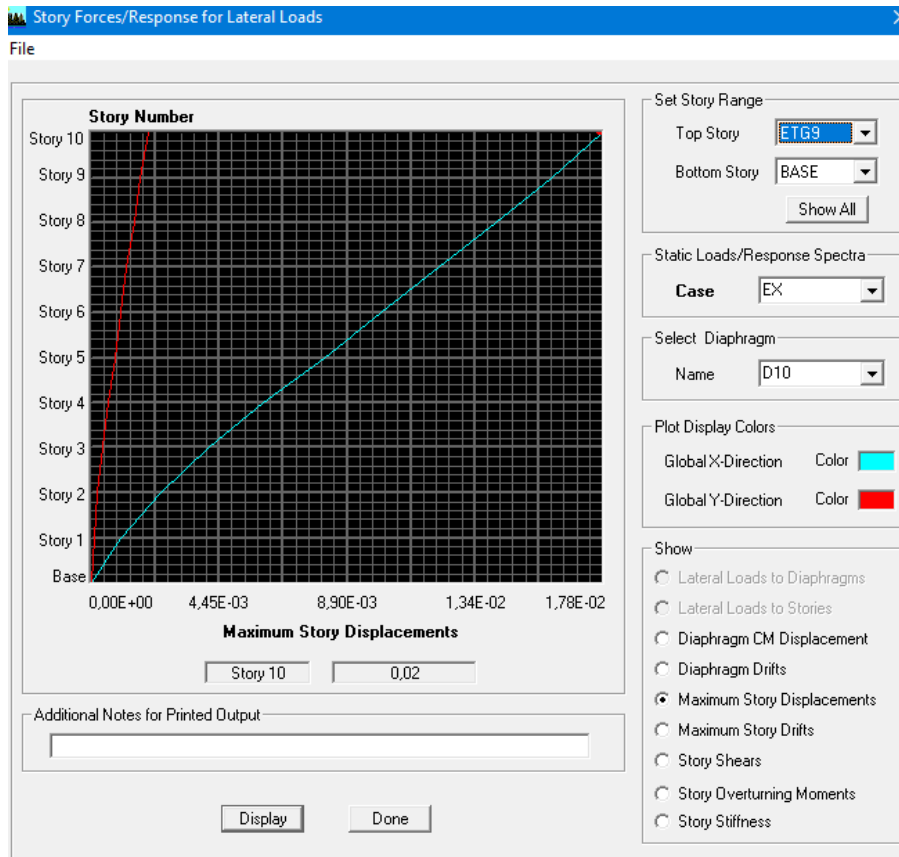
O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{3213}{500} = 6,432$$

f : La flèche admissible.

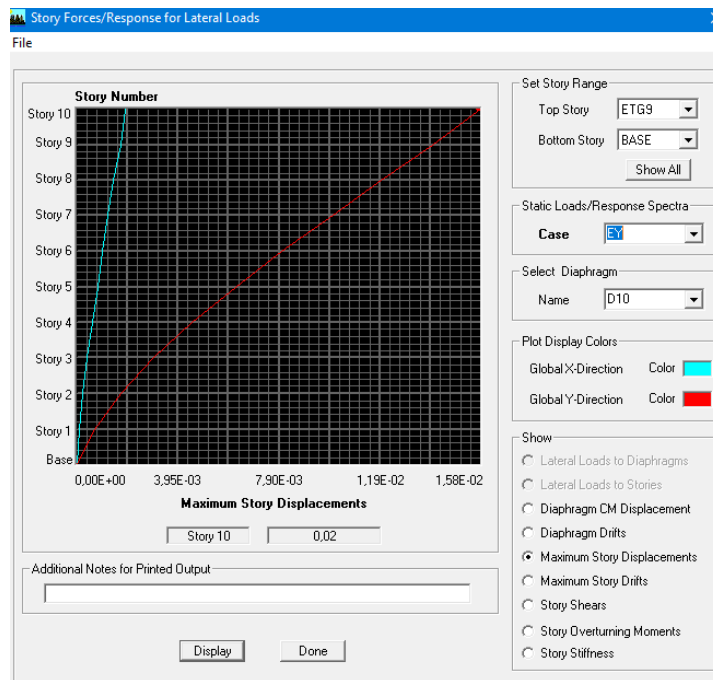
H<sub>t</sub>: La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ex :



$$\delta_{\max} = 0,02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{19,2}{500} = 0,0384 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sous l'action de Ey :



$$\delta_{\max} = 0,0139 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{16}{500} = 0,032 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### V.3.4. Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

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.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,952955	72,0652	0,0651	0,0000	72,0652	0,0651	0,0000	0,0956
	2	0,856208	0,0746	67,9432	0,0000	72,1398	68,0083	0,0000	97,5944
	3	0,664949	0,0053	0,0008	0,0000	72,1451	68,0091	0,0000	0,0022
	4	0,251202	16,6261	0,0000	0,0000	88,7712	68,0092	0,0000	0,0002
	5	0,183273	0,0000	20,2567	0,0000	88,7712	88,2658	0,0000	1,9523
	6	0,151772	0,0157	0,0079	0,0000	88,7869	88,2737	0,0000	0,0009
	7	0,110890	5,7425	0,0000	0,0000	94,5294	88,2737	0,0000	0,0000
	8	0,076227	0,0001	6,8706	0,0000	94,5294	95,1443	0,0000	0,2811
	9	0,064911	0,0016	0,0034	0,0000	94,5310	95,1477	0,0000	0,0002
	10	0,063518	2,6761	0,0001	0,0000	97,2071	95,1478	0,0000	0,0000
	11	0,044769	0,0000	2,8209	0,0000	97,2071	97,9687	0,0000	0,0515
	12	0,042309	1,3057	0,0001	0,0000	98,5127	97,9687	0,0000	0,0000

La somme des masses modales dans le 7<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans le sens X.

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans le sens Y

Dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

### V.3.5. 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 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.

Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	ETG9	D10	307,9473	307,9473	10,856	9,117	307,9473	307,9473	10,856	9,117	10,845	9,032
	ETG8	D9	373,4392	373,4392	10,807	9,176	373,4392	373,4392	10,807	9,176	10,846	9,064
	ETG7	D8	373,4392	373,4392	10,807	9,176	373,4392	373,4392	10,807	9,176	10,848	9,106
	ETG6	D7	379,6243	379,6243	10,858	9,125	379,6243	379,6243	10,858	9,125	10,851	9,164
	ETG5	D6	385,8892	385,8892	10,777	9,167	385,8892	385,8892	10,777	9,167	10,853	9,240
	ETG4	D5	378,6546	378,6546	10,731	9,128	378,6546	378,6546	10,731	9,128	10,856	9,342
	ETG3	D4	395,4321	395,4321	10,777	9,168	395,4321	395,4321	10,777	9,168	10,859	9,481
	ETG2	D3	403,3064	403,3064	10,705	9,027	403,3064	403,3064	10,705	9,027	10,862	9,660
	ETG1	D2	405,4392	405,4392	10,800	9,178	405,4392	405,4392	10,800	9,178	10,868	9,872
	RDC	D1	426,6796	426,6796	10,766	9,306	426,6796	426,6796	10,766	9,306	10,899	9,974

◀ ▶ ⏪ ⏩ OK

Suivant le sens x-x :  $L_x = 19,20m$

On doit vérifier que :

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x.$$

Tableau IV.3. Vérification de l'excentricité suivant le sens x-x

Story	Diaphragma	XCM	XCR	$X_{CM} - X_{CR}$	5% $L_x$	condition
RDC	DA1	10,766	10,899	0,133	0,96	vérifiée
Et1	DA2	10,8	10,868	0,068	0,96	vérifiée
Et2	DA3	10,705	10,862	0,157	0,96	vérifiée
Et3	DA4	10,777	10,859	0,082	0,96	vérifiée
Et4	DA5	10,731	10,856	0,125	0,96	vérifiée
Et5	DA6	10,777	10,853	0,076	0,96	vérifiée
Et6	DA7	10,858	10,851	0,007	0,96	vérifiée
Et7	DA8	10,807	10,848	0,041	0,96	vérifiée
Et8	DA9	10,807	10,846	0,039	0,96	vérifiée
Terrasse	DA10	10,856	10,845	0,011	0,96	vérifiée

Suivant le sens y-y :  $L_y = 16,00\text{m}$

On doit vérifier que :

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5 \% L_y .$$

**Tableau IV.4. Vérification de l'excentricité suivant le sens y-y**

Story	Diaphragma	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> - X <sub>CR</sub>	5% L <sub>Y</sub>	condition
Rdc	DA1	9,306	9,974	0,668	0,8	vérifiée
Et1	DA2	9,178	9,872	0,694	0,8	vérifiée
Et2	DA3	9,027	9,66	0,633	0,8	vérifiée
Et3	DA4	9,168	9,481	0,313	0,8	vérifiée
Et4	DA5	9,128	9,342	0,214	0,8	vérifiée
Et5	DA6	9,167	9,24	0,073	0,8	vérifiée
Et6	DA7	9,125	9,164	0,039	0,8	vérifiée
Et7	DA8	9,176	9,106	0,07	0,8	vérifiée
Et8	DA9	9,176	9,064	0,112	0,8	vérifiée
Terrasse	DA10	9,117	9,032	0,085	0,8	vérifiée

### V.3.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

L'effet P-Delta est un effet 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 (P) appliquée et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{P_K \times D_K}{V_K \times h_k} < 0,1 \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

**Il y a deux types d'effet P-Delta :**

**Le grand effet P- $\Delta$**  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

**Le petit effet P- $\delta$**  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

*Si  $\theta_k \leq 0,1$  : effet P – Delta peut être négligé.*

*Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .*

**Si  $\theta_k > 0,2$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.**

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

**$P_k$**  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = W_{G_i} + 0,2W_{Q_i}$$

**$V_k$** : effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

**$\Delta_k$** : déplacement relatif du niveau «**k**» par rapport au niveau «**k – 1**»

**$h_k$** : hauteur d'étage «**k**».

Sens xx :

Story	h <sub>c</sub>	p	ΔK(x)	PΔK(x)	V <sub>xK</sub>	h <sub>c</sub> V <sub>xK</sub>	θ <sub>x</sub>
ter	3,06	3471,67	0,00841	29,19674	305,43	934,6158	0,031231
Et8	3,06	3702,73	0,008955	33,15794	546,17	1671,2802	0,01983
Et7	3,06	3702,73	0,00947	35,0648	736,78	2254,5468	0,01555
Et6	3,06	3813,66	0,00985	37,5645	899,17	2751,4602	0,01365
Et5	3,06	3831,59	0,010065	38,5649	1040,28	3183,2568	0,01211
Et4	3,06	3759,87	0,009955	37,4295	1158,75	3545,775	0,01055
Et3	3,06	4045,78	0,009425	38,1314	1265,78	3873,2868	0,00984
Et2	3,06	4015,91	0,008525	34,2356	1356,09	4149,6354	0,00825
Et1	3,06	4036,82	0,007025	28,3586	1429,24	4373,4744	0,006484
RDC	4,59	4518,07	0,00491	22,1837	1488,1	6830,379	0,00324

Sens yy :

Story	h <sub>e</sub>	p	ΔK(y)	PΔK(x)	V <sub>yK</sub>	h <sub>e</sub> V <sub>yK</sub>	θ <sub>x</sub>
ter	3,06	3471,67	0,00949	32,9461	325,19	995,0814	0,0331
Et8	3,06	3702,73	0,009615	35,6017	568,67	1740,1302	0,0204
Et7	3,06	3702,73	0,00963	35,6572	743,26	2274,3756	0,0156
Et6	3,06	3813,66	0,00947	36,1153	902,02	2760,1812	0,0130
Et5	3,06	3831,59	0,009095	34,8483	1039,22	3180,0132	0,0109
Et4	3,06	3759,87	0,008425	31,6769	1152,18	3525,6708	0,0089
Et3	3,06	4045,78	0,0075	30,3433	1250,11	3825,3366	0,0079
Et2	3,06	4015,91	0,006355	25,5211	1331,44	4074,2064	0,0062
Et1	3,06	4036,82	0,00484	19,5382	1413,1	4324,086	0,0045
RDC	4,59	4518,07	0,003335	15,0677	1484,01	6811,6059	0,0022

On constate que θ<sub>x</sub> et θ<sub>y</sub> sont inférieurs à « 0,1 », donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

\* **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art7.4.3.1)**

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

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

Story	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	$N_d / (B_c \times f_{c28})$	$\leq 0,3$	condition
Terrasse	109,79	0,09	25000	0,04879556	0,3	Vérifiée
ETAGE 8	226,76	0,09	25000	0,10078222	0,3	Vérifiée
ETAGE 7	351,14	0,09	25000	0,15606222	0,3	Vérifiée
ETAGE 6	477,54	0,1225	25000	0,15593143	0,3	Vérifiée
ETAGE 5	603,05	0,1225	25000	0,19691429	0,3	Vérifiée
ETAGE 4	729,25	0,1225	25000	0,23812245	0,3	Vérifiée
ETAGE 3	860,46	0,2025	25000	0,16996741	0,3	Vérifiée
ETAGE 2	1012,66	0,2025	25000	0,2000316	0,3	Vérifiée
ETAGE 1	1198,08	0,2025	25000	0,23665778	0,3	Vérifiée
RDC	1353,88	0,2025	25000	0,26743309	0,3	Vérifiée



---

# **CHAPITRE V**

---

# **FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX**

**LES POTEAUX.**

**LES POUTRES.**

**LES VOILES**

**V.1. Ferrailage des poteaux**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8 \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**On distingue trois cas :**

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

**V.1.1. Recommandations du R.P.A. 2003 :****Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

**Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimal est  $\emptyset 12$ .

La longueur de recouvrement minimale est de  $40\emptyset$  en zone II a.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

**V.1.2. Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

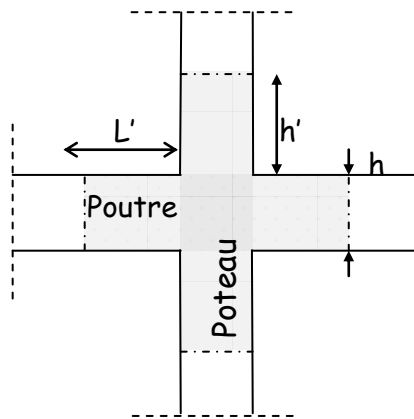
$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm : poutres principales de } (25 \times 35).$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm : poutres secondaires de } (25 \times 30).$$



**Figure V.1. Délimitation de la zone nodale**

**V.1.3. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (\text{R. P. A. Version 2003, Art. 7.4.2.2})$$

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**En zone II a :**

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \phi_L^{\text{min}}$$

$\phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

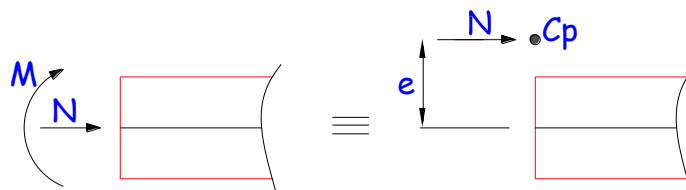
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi_{\text{min}}$

#### V.1.4. Calcul du ferrailage :

##### V.1.4.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

**Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .**



**Figure V.2. Section en flexion composée.**

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

• **Armatures longitudinales :**

Etapes de calcul :

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$  Moment fictif

Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_l$  et  $A_l'$

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

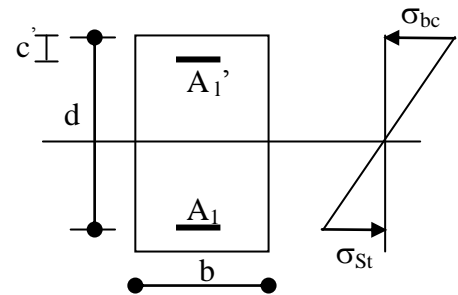
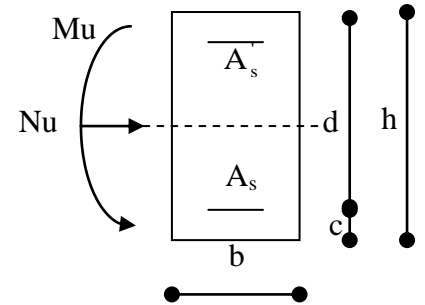
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_l'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



► Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

$N_u$  : effort de compression

**V.1.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

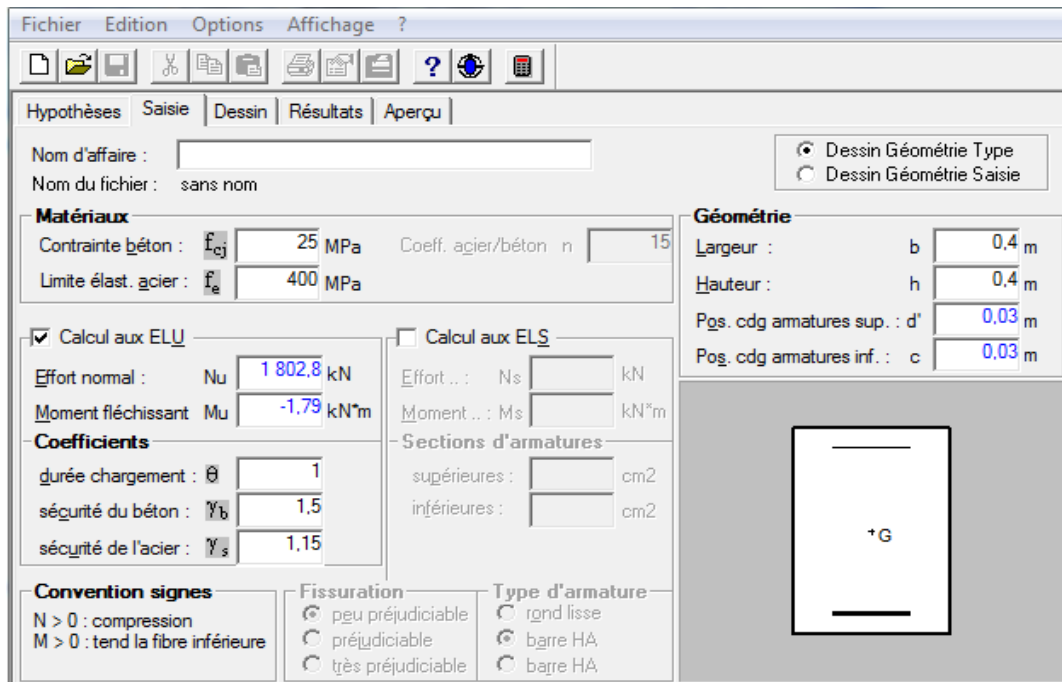
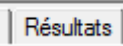
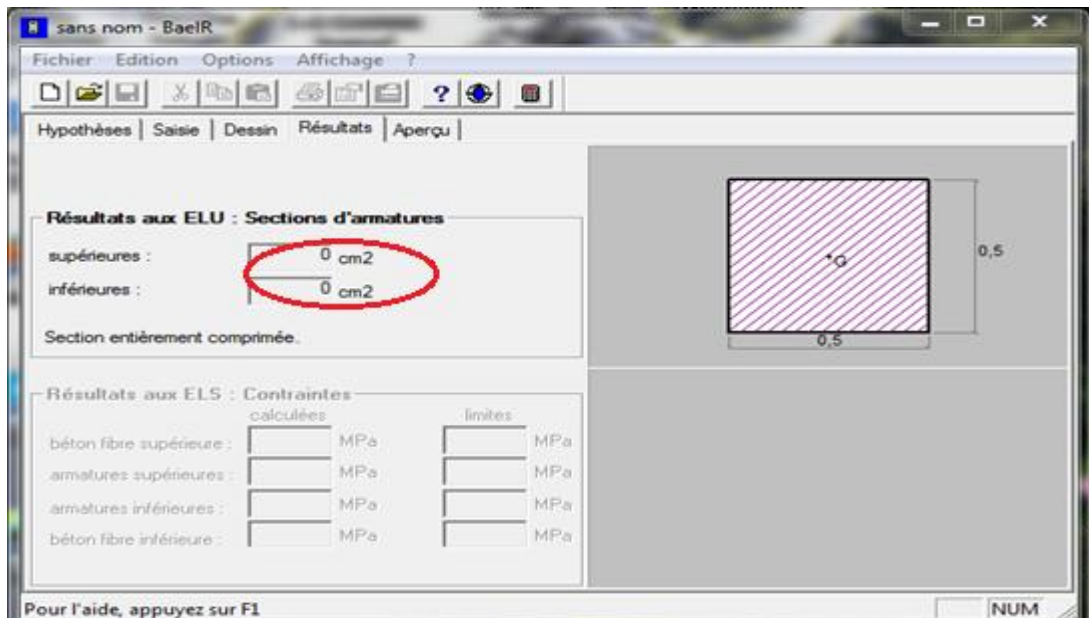


Figure V.3. caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats  puis la fenêtre suivante s'affiche :



V.1.1. Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour poteaux et leurs ferrailrages longitudinaux

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	ferrailage	A <sub>adopte</sub>
RDC/2	ELU	N <sub>max</sub> =1647,76	M <sub>2cor</sub> =-11,218	0,001	0,20	SEC	0	0	16,2	4HA20 Et 4HA12	17,09
			M <sub>3cor</sub> =0,022	0,001			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =0,26	M <sub>2cor</sub> =0,139	0,53			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =6,821	0,23			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> = 785,53	M <sub>2max</sub> =-20,66	0,716			0	0			
			N <sub>cor</sub> = 830,06	M <sub>3max</sub> =-70,041			0,85	0			
NIV 3/5	ELU	N <sub>max</sub> =964,8	M <sub>2cor</sub> =9,456	0,009	0,15	SEC	0	0	9,8	4HA14 Et 4HA12	10,68
			M <sub>3cor</sub> =-0,184	0,001			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =9,91	M <sub>2cor</sub> =-0,406	0,04			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =-0,771	0,078			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> =424,8	M <sub>2max</sub> =-14,513	0,034			0	0			
			N <sub>cor</sub> =167,7	M <sub>3max</sub> =19,285			0,35	0			
NIV 6/9	ELU	N <sub>max</sub> =465,59	M <sub>2cor</sub> =9,849	0,021	0,125	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
			M <sub>3cor</sub> =-0,114	0,0002			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =6,84	M <sub>2cor</sub> =-0,226	0,03			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =-0,543	0,079			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> = 70,41	M <sub>2max</sub> =-0,789	0,276			0	0			
			N <sub>cor</sub> = 61,15	M <sub>3max</sub> =-0,584			0,78	0			

$A_{s \text{ calculé}}=0$  car les dimensions des poteaux sont élevées.

Pour chaque cas  $A_{adopté} > A_{min} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

**V.1.4.3. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**V.1.4.4. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 06,67 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

**Conclusion :**

**Poteaux 45x45 :**

- *Les Armatures longitudinales :*

On a selon :

Le sens  $y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens  $z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant:

$$A_{adopté} = 4HA 20 + 4 HA12 = 17,08[\text{cm}^2]$$

- *Les armatures transversales :*

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 40x40 :**

- *Les Armatures longitudinales :*

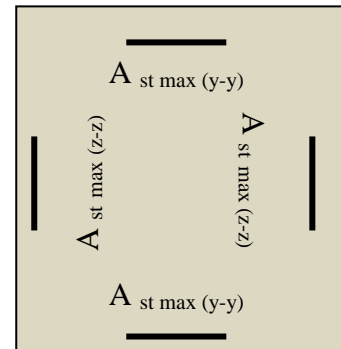
On a selon :

Le sens  $y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens  $z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

**Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :**

$$A_{adopté} = 4HA14 + 4HA12 = 10,68 \text{ cm}^2$$



- *Les Armatures transversales :*

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 35×35 :**

- *Les Armatures longitudinales :*

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

**Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :**

$$A_{adopté} = 8 HA 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

- *Les Armatures transversales :*

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**V.1.4.5. Vérification des armatures transversales :**

**a. Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

*a*: est la petite dimension du poteau

**Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$**

**D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm} \quad \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 49,04 * 1000}{3060 \times 400} 100 = 10,01 \text{ mm}^2 = 0,10 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$S_t = 15 \times \phi_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 49,04 * 1000}{3060 \times 400} 150 = 15,02 \text{ mm}^2 = 0,1502 \text{ cm}^2$$

**b. Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art.7.4.2.2) :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \times b_1$$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau .

**Poteaux (45x45) :**

**RDC 1<sup>er</sup> 2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup> Etage :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,59}{0,45} = 7,21 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition non vérifiée}$

**Poteaux (35x35) :**

**Etage, 4, 5 et 6 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**Poteaux (30 x30) :**

**Etage 6, 7, 8 et 9 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,30} = 7,21 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ( $A_t^{\min} > A_t$ ) aux niveaux des poteaux (45x45)  $\text{cm}^2$ , alors pour cela en diminue l'espacement en zone courant.

**Poteaux (45x 45) :**

**Soit :**  $S_t = 12 \text{ cm}$  (zone courante)

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**RDC ; 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup> Etage:**

**Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,50 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

**Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,80 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**La longueur minimale des recouvrements est de:**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L = 40 \times \varphi$

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 56 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 48 \text{ cm.}$$

**Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

**Poteaux (45×45) :**

RDC<sup>1er</sup> et 2<sup>ieme</sup> 3 étage:

**Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{49,04 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,256 \text{ MPa}$$

**Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{18,75 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,107 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 7,21 \geq 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. **condition vérifiée.**

**Poteaux (35 x35) :****4<sup>er</sup> 5et 6<sup>ème</sup> étage:****Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{40,84 \times 10^3}{350 \times 425} = 0,275 \text{ MPa}$$

**Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{18,73 \times 10^3}{350 \times 425} = 0,126 \text{ MPa}$$

On à :  $\lambda_g = 6,18 \geq 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ..... **condition vérifiée.**

**Poteaux (30 x30) :****Etage 7, 8, 9 :****Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{36,46 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,374 \text{ MPa}$$

**Sens z-z :**

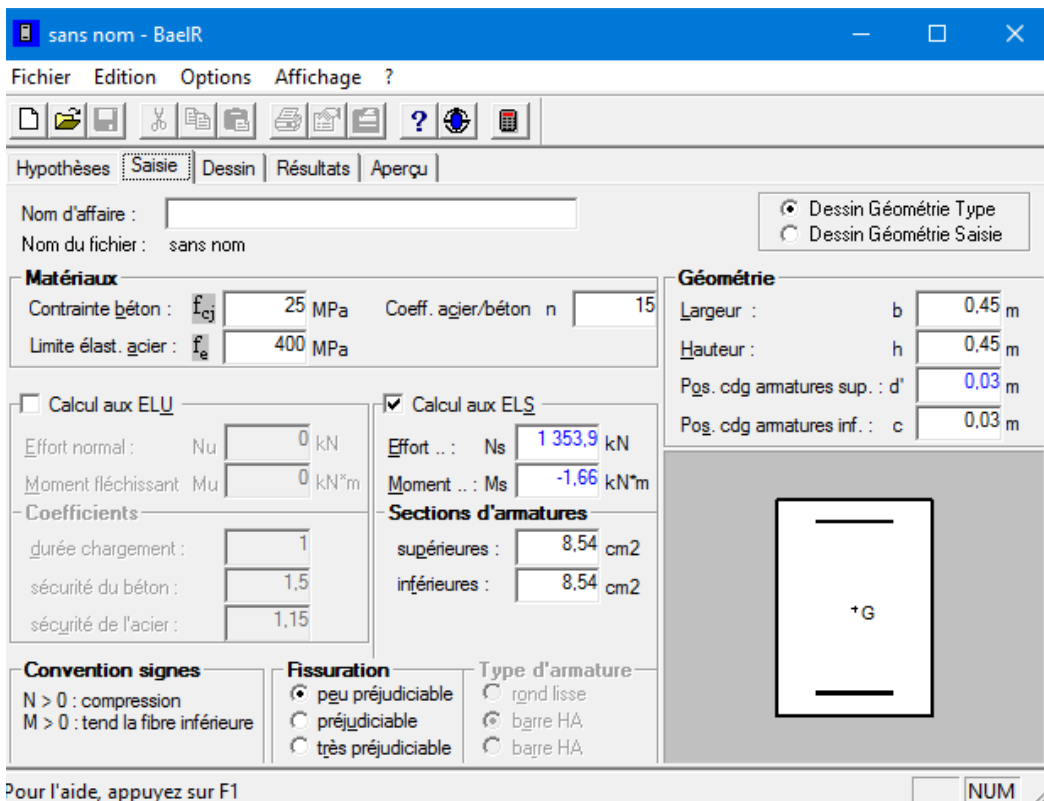
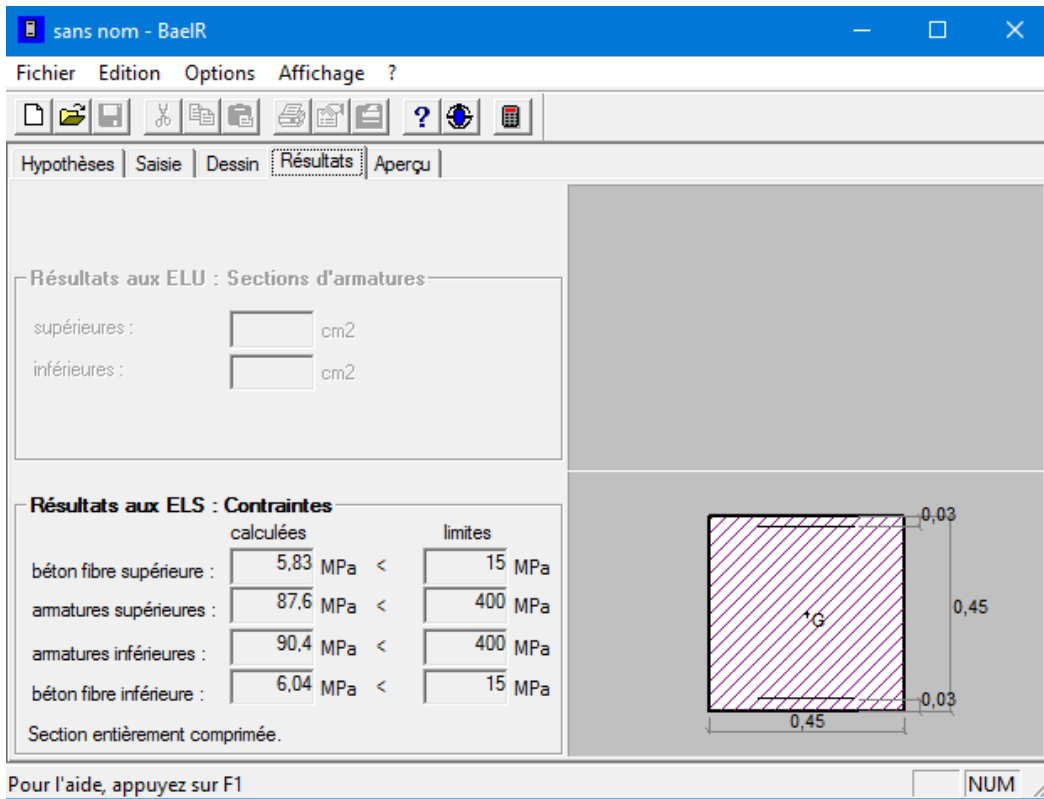
$$\tau_b = \frac{21,57 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,221 \text{ MPa}$$

On à :  $\lambda_g = 7,21 \geq 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ..... **condition vérifiée.**

**c. Vérifications à l'ELS :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :



V.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS (selon  $M_2$ ) :

NIVEAU	$N_s$	$M_s$	$A_s$	$\sigma_{bcS}$	$\sigma_{bc i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/3	1353,88	-1,663	17,09	5, 83	6,04	15	87,60	90,40	348	Vérifiée
	490,23	-2,99		1,99	2,31	15	30,10	34,30	348	Vérifiée
	830,06	-3,572		3, 45	3,83	15	52,00	57,10	348	Vérifiée
NIV 4/6	729,25	2,729	10,68	5,54	4, 99	15	82, 50	75,50	348	Vérifiée
	89,51	0,773		0, 72	0, 57	15	10,70	8,73	348	Vérifiée
	375,9	-3,499		2,32	3,11	15	35,60	45,60	348	Vérifiée
NIV 7/9	351,14	3,53	9,05	3,97	2,81	15	58,10	43,80	348	Vérifiée
	176,84	0,156		1,72	1,68	15	25,70	25,30	348	Vérifiée
	61,15	-3,395		0, 01	1,17	15	1,59	15,90	348	Vérifiée

V.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS (selon  $M_3$ ) :

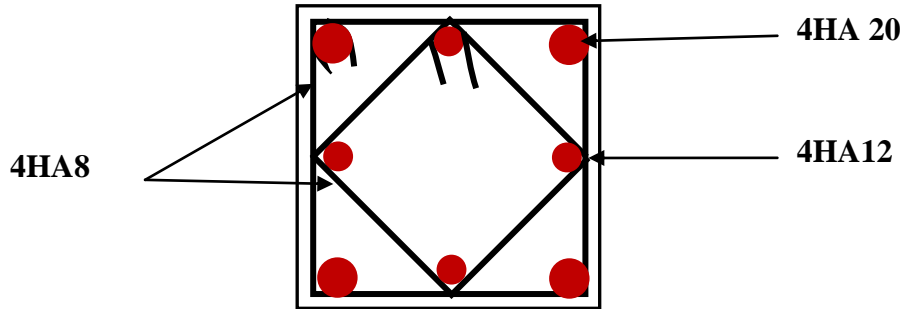
NIVEAU	$N_s$	$M_s$	$A_s$	$\sigma_{bcS}$	$\sigma_{bc i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/3	1353,88	-16,91	17,08	5, 06	6,82	15	77,30	100,50	348	Vérifiée
	490,23	-1,241		2,08	2,22	15	31,3	33,10	348	Vérifiée
	830,06	-70,041		0,06	7,22	15	6,91	101,20	348	Vérifiée
NIV 4/6	729,25	-1,248	10,68	5,11	5,42	15	76,9	81,00	348	Vérifiée
	89,51	6,736		1,38	0,00	15	19,2	0,41	348	Vérifiée
	375,90	-59,621		0,00	10,80	15	-111,1	136,20	348	Vérifiée
NIV 7/9	351,14	-1,116	9,05	3, 18	3, 60	15	48, 20	53,40	348	Vérifiée
	176,84	-6,38		0, 61	2,81	15	11,90	38,80	348	Vérifiée
	61,15	47,869		12,4	0, 00	15	134,5	-370,1	348	Vérifiée

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées.

d. Schéma de ferrailage des poteaux :

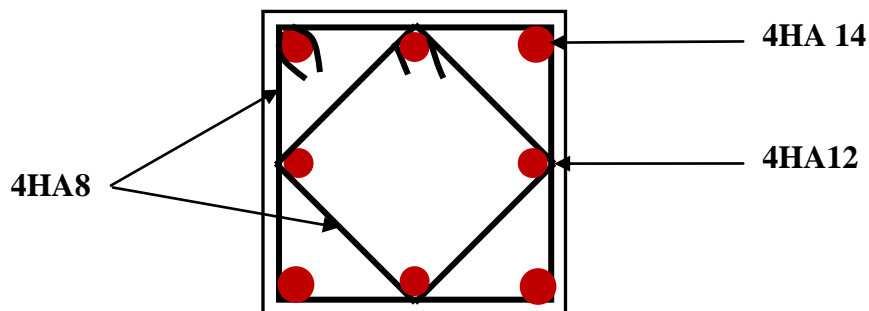
**Poteaux (45×45) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA20+4 HA12= 17,08cm^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01cm^2$



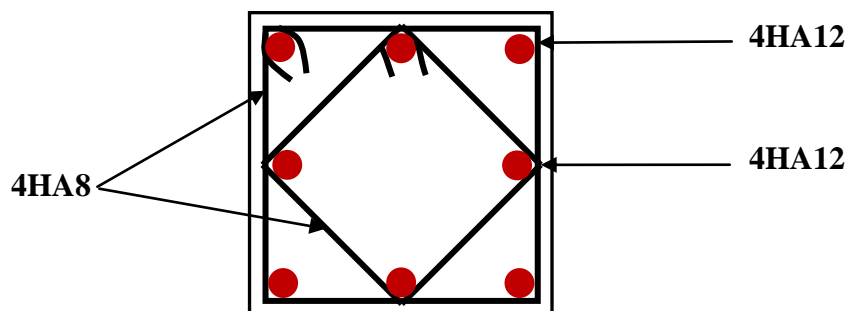
**Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales :  $4HA14+4 HA12 = 14, 19 cm^2$
- Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01cm^2$



➤ **Poteaux (30×30) :**

- Les armatures longitudinales :  $8 HA 12 = 10,67 cm^2$
- Les armatures transversales :  $4 HA 8 = 2,01cm^2$



**V.2. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**V.2.1. Ferrailage des poutres :**

Etant donné que les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques, les combinaisons de charges à prendre sont celle du BAEL 91 et du RPA 1999 version 2003.

**➤ Combinaisons du BAEL 91 :**

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

ELS :  $G + Q$

**➤ Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

**Remarque :**

L'action due au vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

**V.2.2. Recommandations du RPA99 version 2003 :****❖ Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

Poutres principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$ .

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

**En zone courante :**

Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$ .

**En zone de recouvrement :**

Poutres principales :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 25 = 52,5 \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$ .

La longueur du recouvrement est de  $40\phi$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h/4, 12\phi)$$

En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.3. Etapes de calcul à L'ELU:**

Soit :

$A_s$ : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

$M_u$  : Moment de flexion supporté par la section.

Dans le cas d'une flexion simple, nous passons par les étapes de calcul suivantes :

➤ **Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$\theta = 1$  si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

En résumé :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

➤ **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0,392** pour les armateurs  $f_e$  400 .

Si  $\mu \leq \mu_p$  la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

alors : 
$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

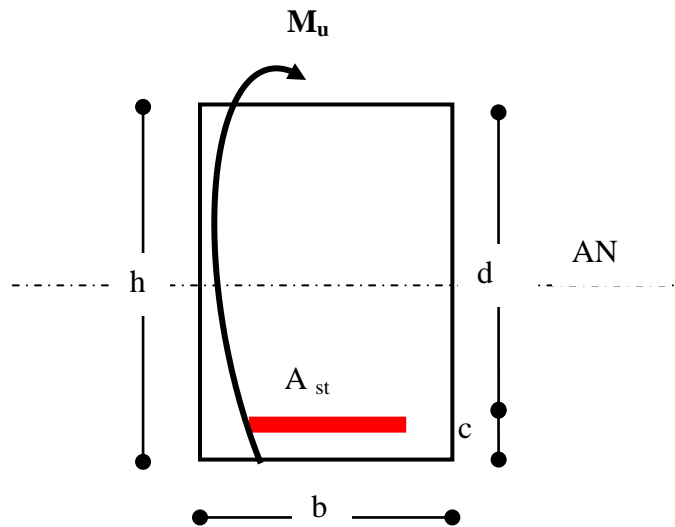
$M_u$  : moment de flexion à l'E.L.U.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :



## V.2.4. Poutres principales :

Tableau.V.2.1. Ferrailage aux appuis

Niveau	M	$\mu$	observation	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	A adopté
Terrasse	-52,450	0,140	SSA	0,924	5,02	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
08	-57,198	0,153	SSA	0,916	5,52	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
07	-57,167	0,152	SSA	0,917	5,51	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
06	-55,405	0,148	SSA	0,919	5,33	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
05	-55,384	0,148	SSA	0,919	5,33	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
04	-55,407	0,148	SSA	0,919	5,33	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
03	-51,710	0,138	SSA	0,925	4,94	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
02	-51,772	0,138	SSA	0,925	4,95	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
01	-51,652	0,138	SSA	0,925	4,94	4,38	5,65	3HA12 +2HA12
RDC	-39,303	0,105	SSA	0,943	3,69	4,38	5,65	3HA12 +2HA12

Tableau.V.2.2. Ferrailage en travée

Niveau	M	$\mu$	observation	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	A adopté
Terrasse	71,526	0,190	SSA	0,894	7,07	4,38	8,01	3HA14+3HA12
8	67,773	0,180	SSA	0,900	6,66	4,38	8,01	3HA14+3HA12
7	68,622	0,183	SSA	0,898	6,76	4,38	8,01	3HA14+3HA12
6	67,779	0,180	SSA	0,900	6,66	4,38	8,01	3HA14+3HA12
5	67,2	0,179	SSA	0,900	6,60	4,38	8,01	3HA14+3HA12
4	67,455	0,179	SSA	0,900	6,63	4,38	8,01	3HA14+3HA12
3	66,564	0,177	SSA	0,901	6,53	4,38	8,01	3HA14+3HA12
2	66,366	0,177	SSA	0,901	6,51	4,38	8,01	3HA14+3HA12
1	65,961	0,176	SSA	0,902	6,47	4,38	8,01	3HA14+3HA12
RDC	78,903	0,210	SSA	0,881	7,92	4,38	8,01	3HA14+3HA12

## V.2.5. Poutres secondaires :

Tableau.V.2.3. Ferrailage aux appuis:

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	-17,941	0,063	SSA	0,968	1,40	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
8	-34,869	0,129	SSA	0,930	3,92	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
7	-34,923	0,130	SSA	0,930	3,92	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
6	-34,782	0,130	SSA	0,930	3,90	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
5	-35,389	0,132	SSA	0,929	3,98	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
4	-35,569	0,132	SSA	0,929	4,00	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
3	-34,444	0,128	SSA	0,931	3,86	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
2	-34,856	0,130	SSA	0,930	3,92	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
1	-34,967	0,130	SSA	0,930	3,93	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
RDC	-8,975	0,033	SSA	0,984	0,95	3,75	4,52	3HA12+1 HA12

Tableau.V.2.4. Ferrailage en travée:

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	20,647	0,0769	SSA	0,96	2,25	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
8	25,191	0,0938	SSA	0,951	2,77	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
7	24,04	0,0895	SSA	0,953	2,64	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
6	24,363	0,0907	SSA	0,953	2,67	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
5	24,36	0,0907	SSA	0,953	2,67	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
4	22,193	0,0826	SSA	0,957	2,42	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
3	20,244	0,0754	SSA	0,961	2,2	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
2	18,727	0,0697	SSA	0,964	2,03	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
1	17,434	0,0649	SSA	0,967	1,88	3,75	4,52	3HA12+1 HA12
RDC	10,309	0,0384	SSA	0,981	1,098	3,75	4,52	3HA12+1 HA12

**Conclusion :**❖ **Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

✓ **De RDC à 9<sup>ème</sup> niveau**

**En travée :** (3HA14 filantes inf + 3HA12 de montage inf + 3HA12 filantes sup)  
 $= 11,41\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,38\text{cm}^2$

**Aux appuis :** (3HA12 filantes sup + 1HA12chapeaux sup + 3HA14 de montage inf)  
 $= 10,27\text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,38\text{cm}^2$

❖ **Poutre secondaire :**✓ **RDC : à 9<sup>ème</sup> niveau**

**En travée :** (3HA12 filantes inf + 1HA12 chapeaux inf + 3HA12 de montage sup)  
 $= 6,79\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,75\text{cm}^2$

**Aux appuis :** (3HA12 filantes sup + 1HA12 chapeaux sup + 3HA12 de montage inf)  
 $= 6,79\text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,75\text{cm}^2$

**V.2.6. Vérifications à l'ELU:****V.2.6.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99):**

$$A_{s\text{ adopté}} \geq A_{\min}$$

**A. Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,98[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 8,01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,98\text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,98\text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**B. Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 5,65\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,83\text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,83\text{cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.2.6.2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1 ,3 /BAEL 91 modifié 99) :**

Pour qu'il n'y aura pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$V_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u^{max} = 76,38 \text{ KN} :$$

➤ **Sens principal : (3HA14)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,18 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{76,38 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 244,9} = 1,06 [\text{MPa}]$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}] > 2,21 [\text{MPa}] \Rightarrow$  **Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres**

➤ **Sens secondaire : (5HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 [\text{cm}]$$

$$V_u^{max} = 112,75 \text{ KN}.$$

$$\tau_{se} = \frac{112,75 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 188,4} = 2,41 [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}] > 2,41 [\text{MPa}]$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**V.2.6.3. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

tel que  $\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 [\text{MPa}]$  La fissuration est peu nuisible.

➤ **Sens principal :**

$$V_u^{max} = 76,38 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{76,38 \times 10^3}{250 \times 325} = 0,94 < \overline{\tau_u} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u^{max} = 112,75 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{112,75 \times 10^3}{250 \times 275} = 1,64 < \overline{\tau_u} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### V.2.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

##### ✚ Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

Il faut vérifier que:  $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

##### ➤ Sens principal :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,325 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 487,5 \text{ [KN]}$$

$$V_u = 76,38 < \bar{V}_u = 487,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### ➤ Sens secondaire :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,275 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 412,5 \text{ [KN].}$$

$$V_u = 112,75 < \bar{V}_u = 412,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### ✚ Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ ; on doit prolonger au – delà de l'appareil

de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D' où: A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right).$$

Avec :  $M_u$  est pris avec son signe.

$$Si : \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

##### ➤ Sens principal :

$$\left( 76,38 - \frac{57,198}{0,9 \times 0,37} \right) = -95,388 < 0$$

##### ✚ Sens secondaire :

$$\left( 112,75 - \frac{72,994}{0,9 \times 0,32} \right) = -85,854 < 0$$

**Conclusion :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

#### V.2.6.5. Calcul des armatures transversales : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

##### A. Poutres principales :

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left( \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 8,75 \text{ [cm]}$$

$$\text{On prend : } S_{t1} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_{t2} = 15 \text{ cm.}$$

**Donc:**

La quantité d'armatures minimales est :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t_{\max}} \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,25 \text{ [cm}^2\text{]}$

**A. Poutres secondaires:**

**Zone nodale :**  $S_{t1} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 7,5 \text{ [cm]}$

On prend :  $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

On prend :  $S_{t2} = 15 \text{ cm}$

$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t_{\max}} \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,25 \text{ [cm}^2\text{]}$

**V.2.6.6. Diamètre des armatures transversales :**

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$

$\phi_l$ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✚ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 2,5)$$

✚ **Poutres secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(0,86; 1,2; 2,5)$$

**On a choisi : HA8**

$\phi = 0,8 \text{ cm} \leq (1,14; 1)$  Donc la condition est vérifiée

Donc on prend :

✚ On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

✚ Soit un cadre et un étrier en HA8.

✚ On adopte une section d'armatures transversales  $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

**V.2.6.7. Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = (1,35; 1,57) \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_t^{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = \min(1,35; 1,57) \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**V.2.6.8. Délimitation de la zone nodale (RPA 99 version 2003) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales :  $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Poutres secondaires :  $L = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$

**V.2.7. Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications à opérer sont :

Etat limite d'ouverture des fissurations.

Etat limite de résistance du béton en compression.

Etat limites de déformation.

**V.2.7.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

**V.2.7.2. Etat limite de résistance du béton en compression :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

*contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 348$  [MPa]*

*contrainte admissible de béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15$  [MPa]*

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15[\text{MPa}]$$

**Remarque :**

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

$$\text{On détermine : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

On déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

$$\text{les contraintes sont déterminées par les formules suivantes: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$A_s$  : Armatures adoptées à l'ELU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

**Tableau.V.2.5. Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	b	d	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
<b>Aux appuis</b>	40,862	5,65	25	27,5	0,822	0,931	57,46	282,481	348	4,916	15	Vérifiée
<b>en travées</b>	39,305	8,01	25	27,5	1,165	0,853	19,01	209,186	348	11,004	15	Vérifiée

**Tableau.V.2.6. Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	b	d	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
<b>Aux appuis</b>	50,536	5,65	25	32,5	0,695	0,879	26,32	313,098	348	11,896	15	Vérifiée
<b>en travées</b>	52,51	8,01	25	32,5	0,986	0,861	20,97	234,273	348	11,172	15	Vérifiée

**V.2.7.3. Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :**

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

**Poutres principales :**

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 4,00 m.

$$f_{max} = 0,44 \text{ cm (Poutre 3D-3E du plancher terrasse)}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm.}$$

**Avec :**

*l* : la portée mesurée entre nus d'appuis.

$\bar{f}$  : la valeur limite de la flèche.

D'où :  $f_{max} = 0,44 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Poutre secondaire:**

La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 3, 20 m

$$f_{max} = 0,37 \text{ cm (Poutre E5 – E6 du plancher terrasse)}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

D'où :  $f_{max} = 0,37 \text{ cm} < \bar{f} = 0,64 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.**

SCHEMA DE FERRAILLAGE  
 POUTRES SECONDAIRE

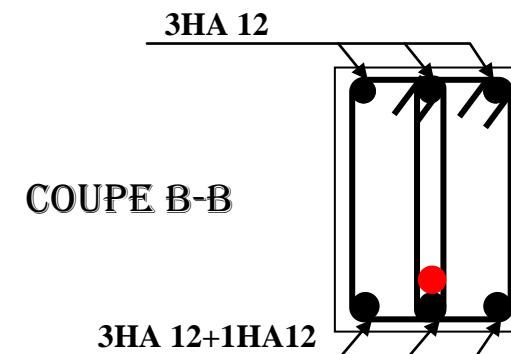
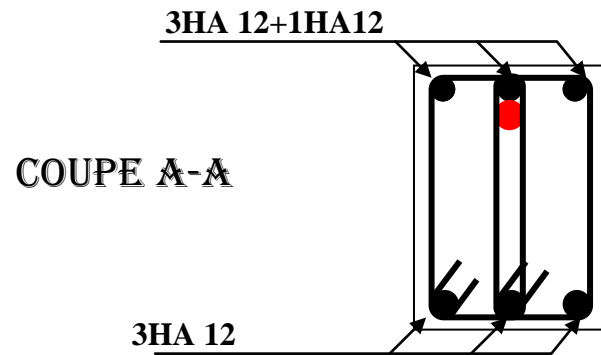
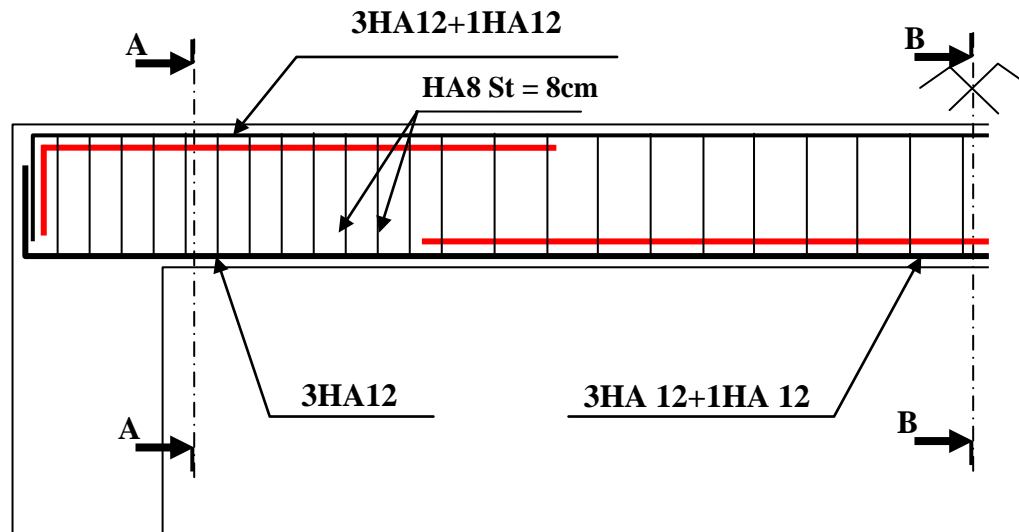
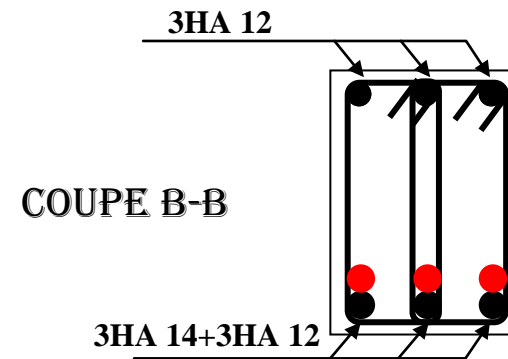
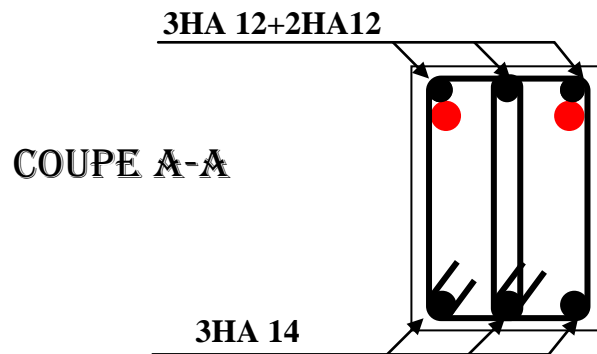
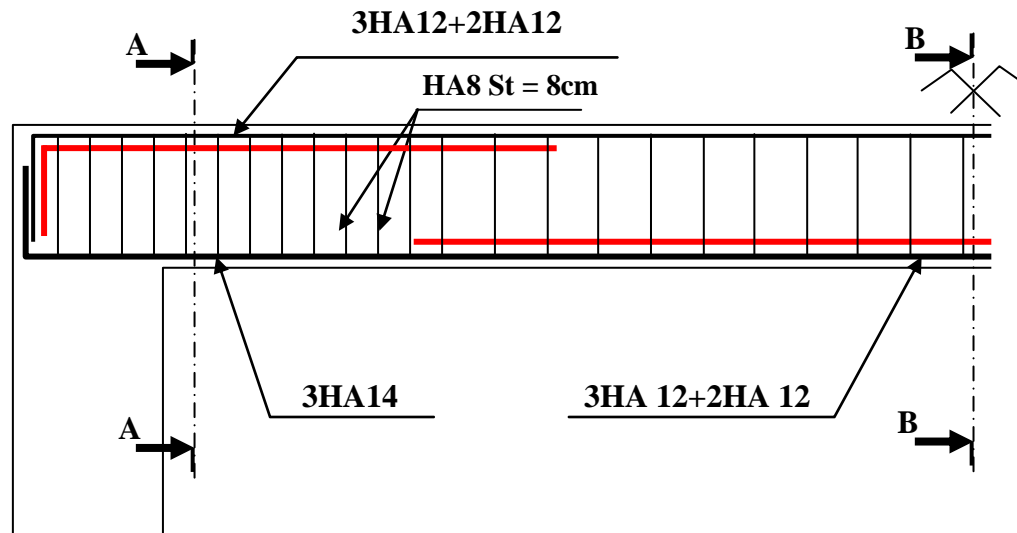


SCHÉMA DE FERRAILLAGE  
 POUTRES PRINCIPALES



### V.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 ferrailrages seront calculés en flexion composée. On devra disposer les armatures suivantes:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Avant d'entamer le calcul, nous décomposons la structure en zones de calcul (telles sont identifiées au ferraillage des poteaux) :

Zone I : de RDC au 3<sup>ème</sup> étage.

Zone II : Du 04<sup>ème</sup> étage au 06<sup>ème</sup> étage.

Zone II : Du 07<sup>ème</sup> étage au 09<sup>ème</sup> étage.

#### V.3.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre, sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :  $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA révisé 2003  $\begin{cases} G + Q \pm E_{xx/yy} \\ 0,8G \pm E_{xx/yy} \end{cases}$

#### V.3.2. Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

##### V.3.2.1. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier.

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}.$$

(Dans notre cas, les contraintes sont extraites directement du fichier résultat de l'ETABS).

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \text{ (Art 7.7.4 du RPA99)}$$

Lors du calcul, on divise la longueur  $L_t$  en 02 bandes tel que :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L_t$  : longueur tendue avec :  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile.

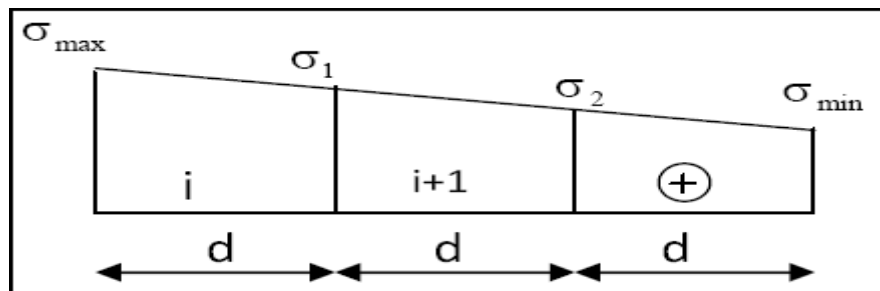


Figure VI.3.1. Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_i}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec :

**Bande 01** :  $d_1 = \min\left(\frac{L_t}{2}; d\right)$

**Bande 02** :  $d_2 = L_t - d_1$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t} \text{ (dédduit par le théorème de Thalès).}$$

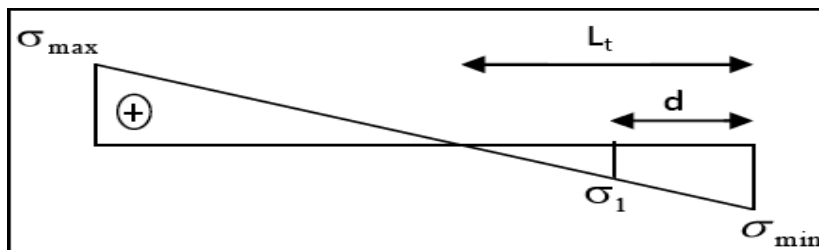


Figure VI.3.2. Diagramme d'une section partiellement comprimée

- Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

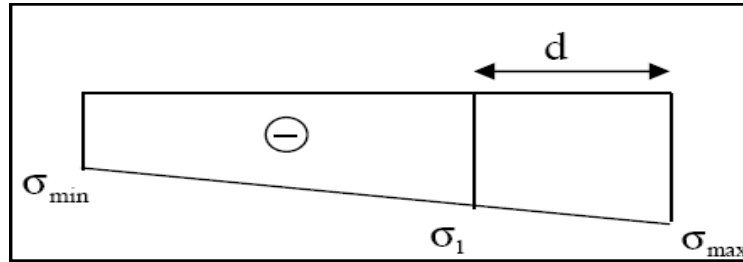


Figure VI.3.3. Diagramme d'une section entièrement tendus.

### V.3.2.2. Calcul des armatures :

#### a. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B + f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

**B** : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes :  $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Combinaisons courantes :  $\sigma (10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma (10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

#### b. Armatures minimales :

- Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq 4cm^2/ml \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B \right\}$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

**c. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$A_h \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_h \geq 0,10\% B \text{ Zone courante.}$$

**B** : Section du béton.

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale.

**d. Armatures de montages (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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

**e. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec } : T = 1,4 \cdot V_u$$

$V_u$  : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**f. Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**+ Disposition constructives :****✓ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**✓ Longueur de recouvrement :**

**40 $\emptyset$**  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

**20 $\emptyset$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

**✓ Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

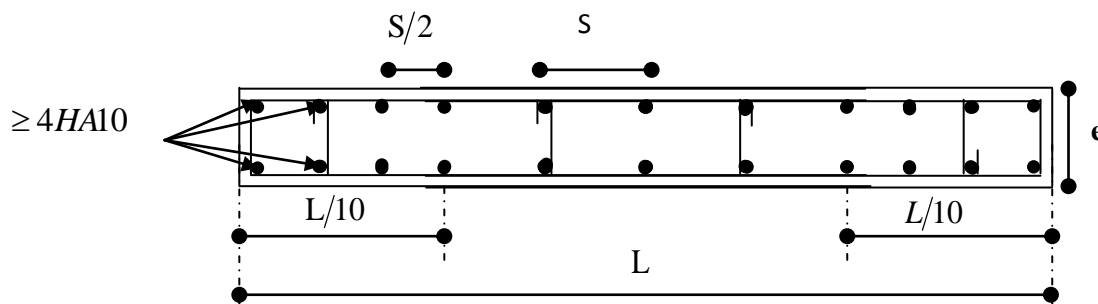


Figure VI.3.4. Disposition constructives

**V.3.3. Vérifications :****a. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué (extrait du tableau ETABS)

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieur à la contrainte admissible  $\bar{\tau}_b$ .

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $V = 1,4V_u$  calculé

$b_0$  : Épaisseur du voile

d : hauteur utile  $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

Tableau.VI.3.1. Ferrailage des voiles longitudinaux VL01 (L= 1,00m)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre [m]		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage [m]		3,06	3,06	4,59
	L' [m]		0,85	0,83	0,78
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m <sup>2</sup> ]		0,170	0,165	0,155
	H [m]		3,06	3,06	4,59
	h <sub>c</sub> [m]		2,76	2,76	4,29
Sollicitation de calcul	T [KN]		74,560	74,710	55,240
	N <sub>ser</sub> [KN]		632,84	930,31	619,29
	V <sub>u</sub> [KN]		104,38	104,59	77,336
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		3627,73	2006,53	2112,59
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-4448	-4532	-6313,87
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	L <sub>c</sub> [m]		0,38	0,25	0,19
	L <sub>t</sub> [m]		0,47	0,57	0,58
	d ≤ min(he/2; 2Lc/3) [m]		0,25	0,17	0,13
	d <sub>1</sub> = d <sub>adopté</sub> [m]		0,23	0,17	0,13
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0,23	0,40	0,45
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2223,865	1337,687	1408,39
	N <sub>1</sub> [KN]		156,17	99,07	100,03
	N <sub>2</sub> [KN]		52,06	53,91	63,54
armatures verticales	A <sub>v</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	4,49	2,85	2,87
		Bande 2	1,50	1,55	1,83
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,87	2,88	2,13
	A <sub>v</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5,21	3,57	3,41
Bande 2		2,21	2,27	2,36	
Armatures minimales		A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2,5	1,7	1,30
Ferrailage adopté armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	4 HA 14 6,15	4HA 12 4,52	4HA10 3,14
		Bande 2	4HA 10 3,14	4 HA 10 3,14	4HA 10 3,14
	S <sub>T</sub> ≤ min(1,5e; 30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,55	2,48	2,33
	choix de la section /ml		6HA 10 4,71	6 HA10 4,71	6HA10 4,71
	Espacement s <sub>t</sub> (cm)		20	20	20
Armatures transversales		A <sub>t</sub> adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification	τ <sub>b</sub> =5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,682	0,704	0,554
	τ <sub>u</sub> = 3,26MPa	τ <sub>u</sub>	0,487	0,503	0,396
	τ <sub>bc</sub> = 15MPa	σ <sub>bc</sub>	3,53	5,42	3,88

Tableau.VI.3.2. Ferrailage des voiles longitudinaux VL02 (L= 2,00m)

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,30	0,30
hauteur etage [m]		4,59	3,06	3,06	
L' [m]		1,78	1,83	1,85	
e [m]		0,20	0,20	0,20	
B [m <sup>2</sup> ]		0,355	0,365	0,370	
H [m]		4,59	3,06	3,06	
h <sub>e</sub> [m]		4,29	2,76	2,76	
Sollicitation de calcul	T [KN]		176,89	111,35	68,61
	N <sub>ser</sub> [KN]		373,49	332,56	219,98
	V <sub>u</sub> [KN]		247,65	155,89	96,05
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		4814,25	1466,76	1544,55
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-9484,08	-3927,01	-3447,28
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		348,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub> [m]		0,60	0,50	0,57
	L <sub>t</sub> [m]		1,18	1,33	1,28
	d ≤ min(he/2;2Lc/3) [m]		0,40	0,33	0,38
	d <sub>1</sub> = d <sub>adopté</sub> [m]		0,40	0,33	0,38
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0,78	1,00	0,90
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		3209,500	977,840	1029,700
	N <sub>1</sub> [KN]		505,75	162,28	170,85
	N <sub>2</sub> [KN]		250,00	97,57	92,26
A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	14,53	4,66	4,91
		Bande 2	7,18	2,80	2,65
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,81	4,29	2,64
	A <sub>v</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	16,24	5,73	5,57
Bande 2		8,89	3,88	3,31	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,0	3,3	3,8
Ferrailage adopté Armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	10HA14 15,39	6HA12 6,78	6HA12 6,78
		Bande 2	8HA12 9,04	5HA10 3,93	5HA10 3,93
	S <sub>T</sub> ≤ min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		19	20	20	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,33	5,48	5,55
	choix de la section /ml		6HA12 6,78	6HA12 6,78	6HA12 6,78
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification	τ <sub>b</sub> =5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,775	0,475	0,288
	τ <sub>u</sub> = 3,26MPa	τ <sub>u</sub>	0,554	0,339	0,206
	τ <sub>bc</sub> = 15MPa	σ <sub>bc</sub>	0,99	0,89	0,58

Tableau.VI.3.3. Ferrailage des voiles longitudinaux VL02 (L= 1,30m)

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,30	0,30
hauteur etage [m]		4,59	3,06	3,06	
L' [m]		1,08	1,13	1,15	
e [m]		0,20	0,20	0,20	
B [m <sup>2</sup> ]		0,215	0,225	0,230	
H [m]		4,59	3,06	3,06	
h <sub>e</sub> [m]		4,29	2,76	2,76	
Sollicitation de calcul	T [KN]		43,900	40,728	31,400
	N <sub>ser</sub> [KN]		1095,85	988,97	654,47
	V <sub>u</sub> [KN]		61,460	57,019	43,960
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2815,30	977,76	1533,16
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6194,48	-3469,01	-3085,03
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	L <sub>c</sub> [m]		0,34	0,25	0,38
	L <sub>t</sub> [m]		0,74	0,88	0,77
	d ≤ min(he/2;2Lc/3) [m]		0,22	0,16	0,25
	d <sub>1</sub> = d <sub>adopté</sub> [m]		0,22	0,16	0,25
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		0,52	0,71	0,51
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		1876,867	651,840	1022,107
	N <sub>1</sub> [KN]		180,75	67,96	104,53
	N <sub>2</sub> [KN]		96,69	46,46	52,51
Armatures verticales	A <sub>v</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	4,52	1,70	2,61
		Bande 2	2,42	1,16	1,31
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,69	1,57	1,21
	A <sub>v</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	4,94	2,09	2,92
Bande 2		2,84	1,55	1,61	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,2	1,6	2,5
Ferrailage adopté Armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6HA12 6,78	6HA10 4,71	6HA10 4,71
		Bande 2	4HA10 3,14	4HA10 3,14	4HA10 3,14
	S <sub>T</sub> ≤ min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		13	14	15	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,23	3,38	3,45
	choix de la section/ml		5HA10 3,93	5HA10 3,93	5HA10 3,93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification	τ <sub>b</sub> =5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,318	0,282	0,212
	τ <sub>u</sub> = 3,26MPa	τ <sub>u</sub>	0,227	0,201	0,152
	τ <sub>bc</sub> = 15MPa	σ <sub>bc</sub>	4,87	4,26	2,76

Tableau.VI.3.4. Ferrailage des voiles longitudinaux VT01 L= 4,00m

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		4,59	3,06	3,06
	L' [m]		3,78	3,83	3,85
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m <sup>2</sup> ]		0,755	0,765	0,770
	H [m]		4,59	3,06	3,06
	h <sub>e</sub> [m]		4,24	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T [KN]		276,070	218,978	152,257
	N <sub>ser</sub> [KN]		1095,85	988,97	654,47
	V <sub>u</sub> [KN]		386,498	306,569	213,160
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2881,09	1553,66	1991,64
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6700,26	-4538,98	-3377,11
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	L <sub>c</sub> [m]		1,14	0,98	1,43
	L <sub>t</sub> [m]		2,64	2,85	2,42
	d ≤ min(he/2; 2Lc/3) [m]		0,76	0,65	0,95
	d <sub>1</sub> = d <sub>adopté</sub> [m]		0,76	0,65	0,95
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		1,88	2,20	1,47
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		1920,727	1035,773	1327,760
	N <sub>1</sub> [KN]		652,40	362,51	447,98
	N <sub>2</sub> [KN]		361,69	227,80	195,13
Armatures verticales	A <sub>v</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	18,75	10,42	12,87
		Bande 2	10,39	6,55	5,61
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,63	8,43	5,86
	A <sub>v</sub> + (A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	21,40	12,52	14,34
Bande 2		13,05	8,65	7,07	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7,6	6,5	9,5
Ferrailage adopté Armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	12HA16 24,13	10HA12 11,31	14HA12 15,83
		Bande 2	14HA12 15,83	14HA10 10,99	10HA10 7,85
	S <sub>T</sub> ≤ min (1,5e; 30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	12	12
Bande 2		22	22	23	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		11,33	11,48	11,55
	choix de la section/ml		11HA12 12,44	11HA12 12,44	11HA12 12,44
	Espacement st(cm)		10	10	13
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification	τ <sub>b</sub> = 5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,569	0,445	0,308
	τ <sub>u</sub> = 3,26 MPa	τ <sub>u</sub>	0,406	0,318	0,220
	τ <sub>bc</sub> = 15 MPa	σ <sub>bc</sub>	1,40	1,26	0,82

Tableau.VI.3.5. Ferrailage du voile longitudinal ascenseur VLAS L= 1,80m

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]	0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage [m]	4,59	3,06	3,06	
	L' [m]	1,58	1,63	1,65	
	e [m]	0,20	0,20	0,20	
	B [m <sup>2</sup> ]	0,315	0,325	0,330	
	H [m]	4,59	3,06	3,06	
	h <sub>e</sub> [m]	4,29	2,76	2,76	
Sollicitation de calcul	T [KN]	150,05	81,94	47,19	
	N <sub>ser</sub> [KN]	373,49	332,56	219,98	
	V <sub>u</sub> [KN]	210,07	114,72	66,06	
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	1986,52	703,19	1816,28	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-5085,94	-3103,72	-3764,95	
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	348,00	348,00	348,00	
	L <sub>c</sub> [m]	0,44	0,30	0,54	
	L <sub>t</sub> [m]	1,13	1,32	1,11	
	d ≤ min (he/2; 2Lc/3) [m]	0,29	0,20	0,36	
	d <sub>1</sub> = d <sub>adopté</sub> [m]	0,29	0,20	0,36	
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]	0,84	1,12	0,76	
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	1324,347	468,793	1210,853	
	N <sub>1</sub> [KN]	189,06	71,49	178,12	
N <sub>2</sub> [KN]	110,94	52,73	91,43		
armatures verticales	A <sub>v</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5,43	2,05	5,12
		Bande 2	3,19	1,52	2,63
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,78	3,15	1,82	
	A <sub>v</sub> +(A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6,88	2,84	5,57
Bande 2		4,63	2,30	3,08	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2,9	2,0	3,6	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6HA14 9,723	6HA10 4,71	6HA10 4,71
		Bande 2	6HA12 6,78	10HA10 7,85	6HA10 4,71
	S <sub>T</sub> ≤ min(1,5e; 30cm)	30	30	30	
	Espacement (cm)	Bande 1	13	10	11
Bande 2		21	20	20	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,73	4,88	4,95	
	choix de la section /ml	6HA12 6,78	6HA12 6,78	6HA12 6,78	
	Espacement st(cm)	17	17	17	
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification	τ <sub>b</sub> =5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,741	0,392	0,222
	τ <sub>u</sub> = 3,26MPa	τ <sub>u</sub>	0,529	0,280	0,159
	τ <sub>bc</sub> = 15MPa	σ <sub>bc</sub>	1,14	0,99	0,65

Tableau.VI.3.6. Ferrailage du voile longitudinal ascenseur VLAS L= 1,80m

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,35	0,35
hauteur étage [m]		4,59	3,06	3,06	
L' [m]		1,58	1,63	1,65	
e [m]		0,20	0,20	0,20	
B [m <sup>2</sup> ]		0,315	0,325	0,330	
H [m]		4,59	3,06	3,06	
h <sub>e</sub> [m]		4,24	2,71	2,71	
Sollicitation de calcul	T [KN]		58,150	36,080	32,990
	N <sub>ser</sub> [KN]		1005,23	930,31	632,84
	V <sub>u</sub> [KN]		81,410	50,51	46,19
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		2701,73	1973,93	1814,70
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6215,48	-4322	-2449,59
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		348	348	348
	L <sub>c</sub> [m]		0,48	0,51	0,70
	L <sub>t</sub> [m]		1,10	1,12	0,95
	d ≤ min(he/2; 2Lc/3) [m]		0,32	0,34	0,47
	d <sub>1</sub> = d adopté [m]		0,32	0,34	0,47
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d adopté [m]		0,78	0,78	0,48
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		1801,15	1315,953	1209,800
	N <sub>1</sub> [KN]		255,03	191,49	171,30
	N <sub>2</sub> [KN]		140,43	102,10	58,04
Armatures verticales	A <sub>v</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	7,33	5,50	4,92
		Bande 2	4,04	2,93	1,67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,24	1,39	1,27
	A <sub>v</sub> + (A <sub>vj</sub> /4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	7,89	5,85	5,24
Bande 2		4,60	3,28	1,99	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3,2	3,4	4,7
Ferrailage adopté armatures verticales	Choix de A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8HA12 9,04	8HA10 6,28	8HA10 6,28
		Bande 2	6HA10 4,71	6HA10 4,71	6HA10 4,71
	S <sub>T</sub> ≤ min(1,5e; 30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	11	11
Bande 2		19	20	20	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,73	4,88	4,95
	choix de la section /ml		6HA12 6,78	6HA12 6,78	6HA12 6,78
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification	τ <sub>b</sub> = 5 MPa	τ <sub>b</sub>	0,287	0,173	0,156
	τ <sub>u</sub> = 3,26 MPa	τ <sub>u</sub>	0,205	0,123	0,111
	τ <sub>bc</sub> = 15 MPa	σ <sub>bc</sub>	3,06	2,78	1,86



---

## ***CHAPITRE VI***

---

# ***ÉTUDE DES FONDATIONS***

### VI.1. Généralités :

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 du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

Les semelles isolées,

Les semelles continues sous murs,

Les semelles continues sous poteaux,

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.

#### ❖ Choix du type de fondation :

Le choix de fondations se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain en tenant compte :

La stabilité de l'ouvrage à fonder.

La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.

Le site : urbain, montagne, bord de mer,

La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

#### ❖ Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 02 bars (sol meuble).

#### Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>2</sup> de ciment.

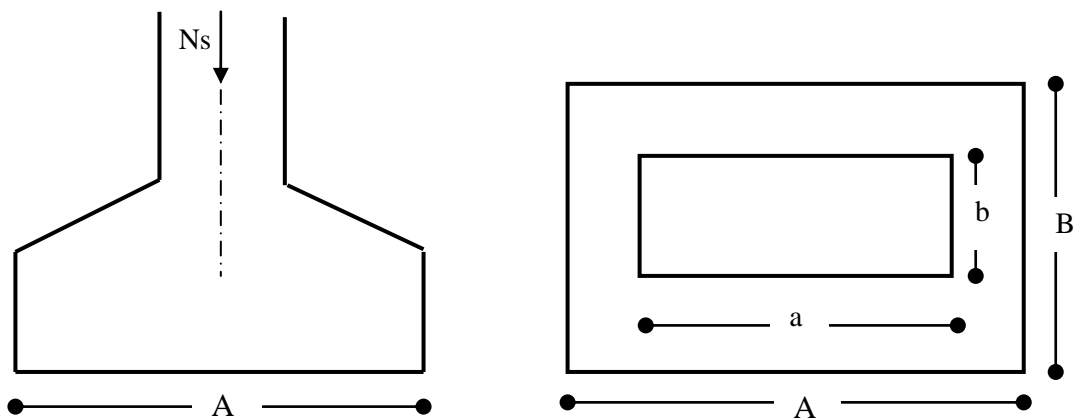
$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} = 0,20 \text{ MPa}$ .

**VI.2. Dimensionnement :****VI.2.1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$  poteau carré



**Figure VI.1. Dimensionnement d'une fondation.**

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 2218,83 \text{ [KN]}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ [MPa]} = 200 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2218,83}{200}} = 3,33 \text{ [m]} \Rightarrow A = B = 3,33 \text{ [m]}$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

**VI.2.2. Semelles filantes :****❖ Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0,20$  MPa).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B×L (m <sup>2</sup> )
VL1	289,64	1,00	1,44	1,44
VL2	398,71	1,00	1,99	1,99
VL3	435,66	1,00	2,17	2,17
VL4	317,44	1,00	1,58	1,58
VL5	721,53	2,00	1,80	3,60
VL6	730,49	2,00	1,82	3,65
VL7	672,5	2,00	1,68	3,36
VL8	677,66	2,00	1,69	3,38
VL9	345,92	1,30	1,33	1,72
VL10	413,65	1,00	2,06	2,068
VL11	402,3	1,00	2,01	2,01
VL12	320,35	1,30	1,23	1,601
VL13	913,11	1,80	2,54	4,565
				33,19

- **Sens transversal**

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m <sup>2</sup> )
VT1	1709,6	4,00	2,137	8,548
VT2	1767,78	4,00	2,209	8,838
VT3	1720,87	4,00	2,151	8,604
VT4	1747,21	4,00	2,184	8,736
VT5	467,74	1,80	1,299	2,338
VT6	468,23	1,80	1,300	2,341
				39,40715

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } S = 33,19 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } S = 39,407 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_v = 72,597 \text{ [m}^2\text{]}$$

- ❖ **Semelles sous poteaux :**

- a. **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

**b. Étapes de calcul :**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

Détermination des coordonnées de la structure :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$ .

avec :

e: excentricite de la structure

$e_i$ : excentricite de la chaque élément

❖ **détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :**

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

❖ **détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

**c. Exemple de calcul :**

**Tableau VI.1. Tableau: Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (portique D)**

poteau	$N_s$ (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_s^i e_i$ (KN.m)
<b>C4</b>	1569,69	6948,02	-10,732	6,96	10925,04
<b>C10</b>	1516,24		-0,35	-0,38	-576,17
<b>C16</b>	1076,75		-1,521	1,04	1119,82
<b>C22</b>	1438,2		-0,738	0,39	560,90
<b>C28</b>	1347,14		-10,221	-6,92	-9322,21
			-23,562		2707,38

$$R = \sum N_i = 6948,02[\text{KN}]$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{2707,38 + (-23,562)}{6948,02} \right| = 0,287[\text{m}]$$

Donc l'excentricité  $e = 0,287[\text{m}]$

**Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,287[\text{m}] < \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,66[\text{m}] \text{ (repartitions trapézoïdale).}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = 480,987 [\text{KN/m}].$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = 387,189 [\text{KN/m}].$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = 457,619 [\text{KN/m}].$$

**Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{457,619}{200} = 2,29[\text{m}]$$

$$\text{Soit } B = 2,29[\text{m}]$$

$$\text{Nous aurons donc : } S = B \times L = 2,29 \times 16 = 36,64 [\text{m}^2]$$

**Remarque :**

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = 36,64 \times 7 = 256,48[\text{m}^2]$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 256,48 + 72,597 = 329,077 [\text{m}^2]$$

$$\text{calcul du rapport : } \frac{S_T}{S_b} = \frac{329,077}{307,7} = 0,715 = 106,9 \%$$

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adoptera un **radier général**.

**VI.2.3. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, il est :

- Rigide dans son plan horizontal ;
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol ;
- Il convient mieux face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels ;
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VI.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :**1- La hauteur du radier :***a. selon la condition d'épaisseur minimale :*

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h \geq 25\text{cm}$ ).

*b. selon les conditions forfaitaires :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 [\text{cm}] \leq h \leq 80[\text{cm}].$$

Soit  $h = 70 [\text{cm}]$ .

**2- La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20[\text{cm}]$$

Soit:  $h_d = 30 \text{ cm}$

**3- Nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

Soit  $h_n = 70 \text{ cm}$ .

*c. Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :*

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface

$K = 40 [\text{MPa}] =$  pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 [\text{MPa}]$

$L_{\max}$  : Distance maximal entre deux nervures successives. ( $L_{\max} = 4,00$  m).

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,68[\text{m}]$$

On prend:  $h = 70$  cm

#### 4- La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b_n \leq 49 \text{ cm}$$

On prend :  $b_n = 45$  cm car notre poteau est de (45 × 45)

#### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_n = 70[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Hauteur de la nervure.}$$

$$h_d = 30[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Hauteur de la dalle.}$$

$$b_n = 45[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Largeur de la nervure.}$$

#### 5- Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a:  $G_t = 75653,39[\text{KN}]$  ;  $Q_t = 10721,27$  [KN] ses charges prise à la base.

#### Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 75653,39 + 1,5 \times 10721,27 = 118213,982[\text{KN}]$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + Q = 75653,39 + 10721,27 = 86374,66 [\text{KN}]$$

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{118213,982}{1,33 \times 250} = 355,53 [\text{m}^2].$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{86374,66}{250} = 345,498 [\text{m}^2].$$

$$S_{\text{batiment}} = 307,2[\text{m}^2].$$

$$S_{\text{batiment}} > \max(S_1, S_2) = 355,53[\text{m}^2].$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$  d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = 50 [\text{cm}]$$

Soit un débord de  $L_d = 50[\text{cm}]$  sur les quatre cotés.

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$

$$S_{\text{radier}} = 355,53 + \left((0,50 \times 0,50 \times 4) + ((19,2 \times 0,50) + (16 \times 0,50)) \times 2\right) = 392,73[\text{m}^2]$$

## 6- Détermination des efforts :

### ❖ charge permanente :

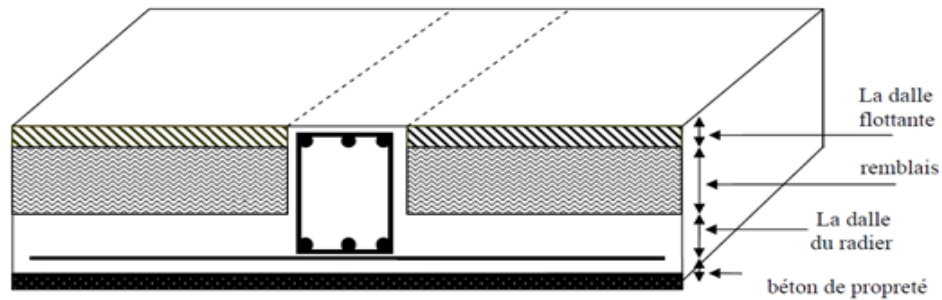


Figure VI.2. Coupe verticale du radier

$P_{\text{rad}}$  = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai(T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle du radier :  $G_1 = (S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho) = 392,73 \times 0,30 \times 25 = 2945.475[\text{KN}]$

Poids des nervures :  $G_2 = (b_n \times h_n \times \rho \times L \times n)$

$n$  : nombre de portiques dans le sens considéré

$G_2 = (0,45 \times (0,70 - 0,30) \times 25 \times 19,2 \times 5) + (0,45 \times (0,7 - 0,30) \times 25 \times 16 \times 7) = 936[\text{KN}]$

poids du TVO:  $G_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho = (392,73 - 83,2) \times (0,7 - 0,3) \times 17$

$G_3 = 2104,804[\text{KN}]$

Avec:  $S_{\text{ner}} = \frac{G_{\text{ner}}}{\rho \times b_{\text{ner}}} = \frac{936}{25 \times 0,45} = 83,2[\text{m}^2]$

Poids de la dalle flottante :  $G_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho$

$e_p$  : épaisseur de la dalle

$\frac{L_{\text{max}}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{40} \Rightarrow 10[\text{cm}]$

$G_4 = (392,73 - 83,2) \times 0,1 \times 25 = 773,825 [\text{KN}]$

$P_{\text{rad}} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 2945.475 + 936 + 2104,804 + 773,825 = 6760,104[\text{KN}]$

$G_{\text{tot}}$  = poids du radier + poids de la structure .

$G_{\text{tot}} = 6760,104 + 75653,39 = 82413,494[\text{KN}]$ .

### ❖ Charge d'exploitation :

$Q_t = 10721,27[\text{KN}]$ .

$Q_{\text{rad}} = 1,5 \times S_{\text{rad}} = 1,5 \times 392,73 = 589,095[\text{KN}]$ .

$Q_{\text{tot}} = Q_t + Q_{\text{rad}} = 10721,27 + 589,095 = 11310,365 [\text{KN}]$ .

### ❖ Combinaison d'action :

à ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 75653,39 + 1,5 \times 11310,365 = 119097.624[\text{KN}]$ .

à ELS :  $N_s = G + Q = 75653,39 + 11310,365 = 86963,755 [\text{KN}]$

**7- Vérifications :**

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,26[\text{MPa}].$$

$$b = 100[\text{cm}] ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27[\text{cm}].$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{119097.624 \times 1}{392,73} \times \frac{4}{2} = 606,511 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{606,511 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,835[\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 2,25\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

✚ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10,85[\text{m}] \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9,41[\text{m}]$$

Avec :

$S_i$  : aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré

✚ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 6553,6 [\text{m}^4] ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 9437,184[\text{m}^4]$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$ : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$ : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, nous devons vérifier que :

$$\text{À l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

À l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que (V): distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

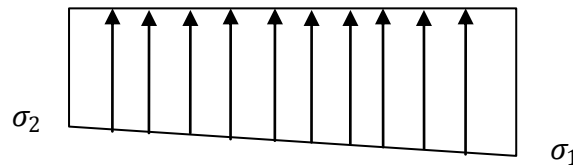


Figure VI.3. Diagramme des contraintes sous le radier.

Effort normal :  $N_u = 119097,624$  [KN] ;  $N_s = 86963,755$  [KN].

**✚ Calcul des moments :**

$M = M_0 + T_0 \times h$

$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 31604,748 + 1488,1 \times 0,7 = 32646,418 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 31178,476 + 1484,01 \times 0,7 = 32217,283 \text{ [KN.m]} \end{cases}$

✓ **Sens longitudinal:**

**À l'ELU:**

$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{119097,624}{392,73} + \frac{32646,418}{9437,184} \times 10,85 = 303,255 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{119097,624}{392,73} - \frac{15750,03}{9437,184} \times 10,85 = 265,725 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$

D'où :

$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 303,255 + 265,725}{4} = 293,87 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$

**À l'ELS:**

$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{86963,755}{392,73} + \frac{32646,418}{9437,184} \times 10,85 = 258,966 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{86963,755}{392,73} - \frac{32646,418}{9437,184} \times 10,85 = 183,9 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$

D'où :

$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 258,966 + 183,90}{4} = 240,199 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$

✓ **Sens transversal:**

**A'ELU:**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{119097,624}{392,73} + \frac{32217,283}{6329,45} \times 9,41 = 351,152 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{119097,624}{392,73} - \frac{32217,283}{6329,45} \times 9,41 = 255,358 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 295,6 + 255,358}{4} = 285,54 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

**A'ELS:**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{86963,755}{392,73} + \frac{32217,283}{6553,6} \times 9,41 = 267,692 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{86963,755}{392,73} - \frac{32217,283}{6553,6} \times 9,41 = 175,174 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 267,692 + 175,174}{4} = 244,56 \text{ [KN/m}^2\text{]} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

• **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour 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).

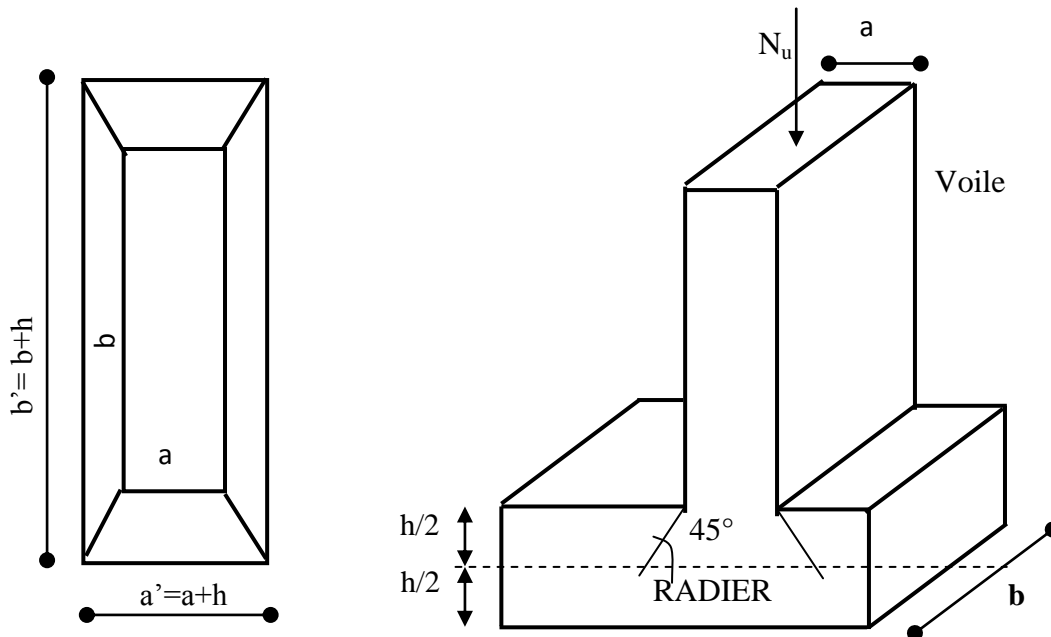


Figure VI.4. Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,7) \times 2 = 3,21 \text{ [m].}$$

$$N_u = 1353,88 \text{ [KN]} < \frac{0,045 \times 3,21 \times 0,7 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1,00 + 2 \times 0,7) \times 2 = 5,2 \text{ [m].}$$

$$N_u = 3687,48 \text{ [KN]} < \frac{0,045 \times 5,2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3900 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier.

Z : hauteur total du radier  $Z = 1 \text{ m.}$

$\gamma$  : Poids volumique du l'eau  $\gamma = 10 \text{ [KN/m}^3\text{]}$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du soulèvement  $\alpha = 1,5.$

$$P = G_{supersructure} + G_{infrastructure} = 82413,494 \text{ [KN]}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 392,73 \times 10 \times 0,7 = 4123,665 \text{ [KN]}$$

$$P = 82413,494 \text{ [KN]} > 4123,665 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**Ferraillage du radier :**

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

**➤ Ferraillage des panneaux encastres sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

$\rho < 0,4$  La dalle travaille dans une seule direction

$$M_{0_x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0_y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

$0,4 \leq \rho \leq 1$  (La dalle travaille dans les deux directions) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**• Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\vartheta = 0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{4} = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux directions.

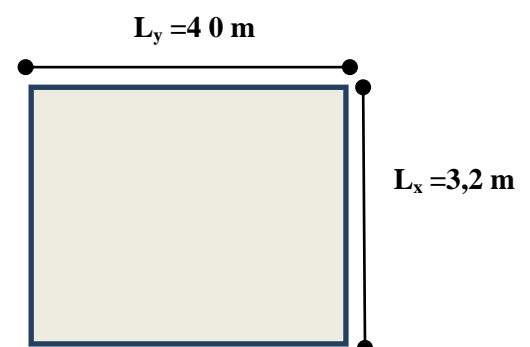
Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\text{ELU} : q_{u_m} = 293,87 - \frac{6760,104}{392,73} = 276,65 \left[ \text{KN}/\text{m}^2 \right].$$

$$\text{ELS} : q_{s_m} = 244,56 - \frac{6760,104}{392,73} = 227,34 \left[ \text{KN}/\text{m}^2 \right].$$



**8. Calcul des armatures à l'ELU :****8.1- Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0565 \times 276,65 \times 3,2^2 = 160,05 [\text{KN. m}] \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = \mu_y \times M_{0_x} = 0,595 \times 179,608 = 95,23 [\text{KN. m}] \end{cases}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Panneau intermédiaire

0,75 $M_0$ : Pour les moments en travées,

0,5 $M_0$ : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

Panneau de rive

0,85 $M_0$ : Pour les moments en travées,

0,3 $M_0$ : Pour les moments sur appuis de rive.

**8.2-Ferraillage dans le sens XX :****✚ Moments en travées :**

$$M_u^t = (0,75)M_{0_x}$$

$$M_u^t = (0,75) \times 160,05 = 120,04 [\text{KN. m}].$$

**✚ Moments aux appuis :**

$$M_{u_a} = (-0,5)M_{0_x}$$

$$M_{u_a} = (-0,5) \times 160,05 = -80,025 [\text{KN. m}].$$

**✚ Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{u_a}^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80,025 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,077 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,077 \Rightarrow \beta_u = 0,960$$

$$A_s^a = \frac{M_{u_a}^a}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{80,025 \times 10^2}{0,960 \times 27 \times 34,8} = 8,87 [\text{cm}^2]$$

Soit  $\frac{6\text{HA}12}{\text{ml}} = 9,24 [\text{cm}^2/\text{ml}]$  avec un espacement de 17 [cm].

**✚ En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{120,04 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,120 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,120 \Rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_s^a = \frac{M_{u_t}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{120,04 \times 10^2}{0,994 \times 27 \times 34,8} = 12,85 [\text{cm}^2]$$

Soit : 7HA16/ml = 14,07 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 14 cm

**8.3-Ferraillage dans le sens YY :****+ Moments aux appuis :**

$$M_{u_a} = (-0,5)M_{0_y}$$

$$M_{u_a} = (-0,5) \times 95,23 = -47,62 \text{ [KN.m].}$$

**+ Moments en travées :**

$$M_{u_t} = (0,75)M_{0_y}$$

$$M_{u_t} = (0,75) \times 95,23 = 71,42 \text{ [KN.m].}$$

**+ Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{u_a}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,62 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,046 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,046 \Rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_s^a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{47,62 \times 10^2}{0,976 \times 27 \times 34,8} = 5,19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  $\frac{5HA12}{ml} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$  avec un espacement de 20[cm].

**+ En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,42 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0689 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,068 \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_s^a = \frac{M_{u_t}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{71,42 \times 10^2}{0,965 \times 27 \times 34,8} = 7,87 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit :  $6HA14/ml = 9,24 \text{ cm}^2/ml$  avec un espacement de 17cm

**Tableau VI.2. Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :**

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml = 9,24 cm <sup>2</sup> /ml st= 17cm	5HA12 /ml = 5,65 cm <sup>2</sup> /ml st=20cm
Armatures en travées	7HA16/ml = 14,07cm <sup>2</sup> /ml st= 14 cm	6HA14 /ml =9,24 cm <sup>2</sup> /ml st=17cm

**Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**9. Vérification :**

**9.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

▪ **Dans le sens XX :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,85}{2}\right) = 2,58[\text{cm}^2]$$

▪ **Sens XX :**

$$\left. \begin{aligned} A_s^a &= 12,32[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,58[\text{cm}^2] \\ A_s^t &= 16,08[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,58[\text{cm}^2] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

▪ **Dans le sens YY:**

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4[\text{cm}^2]$$

▪ **Sens (Y-Y) :**

$$\left. \begin{aligned} A_s^a &= 7,92[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,4[\text{cm}^2] \\ A_s^t &= 9,05[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2,4[\text{cm}^2] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

**9.2. Vérification des espacements (Art A8.2.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée.....	3h et 33 cm	2h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée....	4h et 45 cm	3h et 33 cm

▪ **Dans le sens XX :**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33 [\text{cm}]$$

$$St = 17 [\text{cm}] < 33 [\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Dans le sens YY :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = 14 [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**9.3. Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0,80 \quad \mu_x = 0,0565 \quad \mu_y = 0,595$$

$$q_s = 227,34 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0565 \times 227,34 \times 3,2^2 = 131,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,595 \times 131,53 = 78,26 \text{ kN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_{stx} = 0,75 \times 131,53 = 98,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sty} = 0,75 \times 78,26 = 58,70 \text{ kN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 131,53 = 65,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 78,26 = 39,13 \text{ kN.m}$$

*a. Vérification des contraintes dans le béton :*

**Sens(x-x)**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 13,85}{100 \times 27} = 0,521$$

$$\rho_1 = 0,51 \Rightarrow \beta_1 = 0,892; \alpha_1 = 0,324$$

$$K_1 = 31,30 \quad \text{avec} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{98,75 \times 10^6}{0,892 \times 270 \times 14,07 \times 10^2} = 291,42 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,032 \times 296,04 = 9,45 [\text{MPa}] \leq 15 [\text{MPa}] \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton**

sens	zone	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs
X-X	Appuis	65,77	<b>9,24</b>	0,342	0,909	39,95	290,02	7,26	15	vérifier
	Travée	98,75	<b>14,07</b>	0,52	0,892	31,30	291,42	9,33		vérifier
Y-Y	Appuis	39,13	<b>5,65</b>	0,21	0,926	52,57	277,00	5,27		vérifier
	travée	58,70	<b>9,24</b>	0,342	0,909	39,95	258,84	6,48		vérifier

**VI.2.4. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

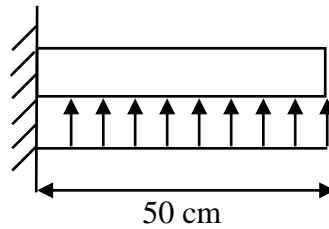


Figure VI.5. Schéma statique du débord

**1. Sollicitation de calcul**

- **À l'ELU :**

$$q_u = 276,65 \text{ [KN /ml].}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{276,65 \times 0,50^2}{2} = -34,58 \text{ [KN.m]}$$

- **À l'ELS :**

$$q_s = 227,34 \text{ [KN /ml].}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{227,34 \times 0,50^2}{2} = -28,42 \text{ [KN.m]}$$

**2. Calcul des armatures**

- **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ [m] ; } d = 27 \text{ [cm] ; } f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa] ; } \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,58 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,033 \leq 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,037 \Rightarrow \beta_u = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{46,07 \times 10^3}{0,983 \times 27 \times 348} = 4,99 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 4,99 \text{ [cm}^2\text{/ml].}$$

**3. Vérification à l'ELU:**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$  avec un espacement de **20 [cm/ml]**.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$  avec un espacement de **25 [cm/ml]**.

**4. Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \Rightarrow \beta_1 = 0,927$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53,49} = 0,018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{28,42 \times 10^{-3}}{0,927 \times 0,27 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 200,95 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,018 \times 200,95 = 3,62 \text{ [MPa]} \leq 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 200,95 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VI.2.5. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**VII.2.5.1. Chargement des nervures :**

- **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

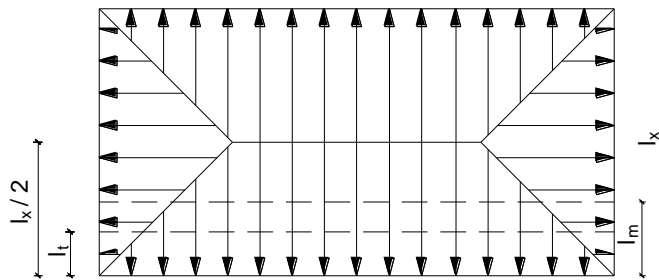


Figure VI.6. Répartition trapézoïdale

$$\begin{cases} l_m = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) \\ l_t = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right) \end{cases}$$

- **Le chargement simplifié:**

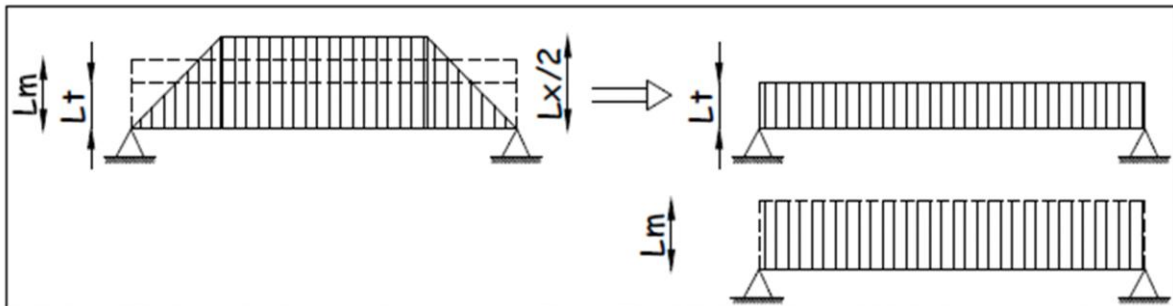


Figure VI.7. Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire :**

$$\begin{cases} l_m = 0,333 \times l_x \\ l_t = 0,25 \times l_x \end{cases}$$

- **Charges à considérer :**

$$\left. \begin{matrix} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Pour les moments fléchissants.}$$

$$\left. \begin{matrix} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Pour les efforts tranchants.}$$

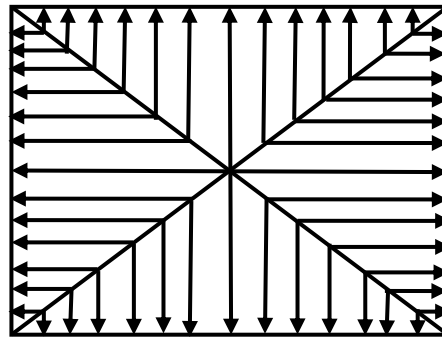


Figure VI.8. Répartition triangulaire.

- Détermination des charges :

$$A \text{ l'ELU} : q_{u_m} = 293,87 - \frac{6760,104}{392,73} = 276,65 \left[ \text{KN}/\text{m}^2 \right].$$

$$A \text{ l'ELS} : q_{s_m} = 244,56 - \frac{6760,104}{392,73} = 227,34 \left[ \text{KN}/\text{m}^2 \right].$$

- Sens longitudinal

**Tableau VI.4. Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal**

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ <sub>x</sub>	chargement	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
B-C	1	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	
C-D	1	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	
D-E	1	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	
E-F	1	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	
F-G	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	
G-H	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798	589,596	242,254	484,507	276,650	553,300	227,340	454,680
	2	3,2	4	0,8	triangulaire	1,066	1,00	276,650	227,340	294,798		242,254		276,650		227,340	

- Sens transversal

**Tableau VI.5. Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal**

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ <sub>x</sub>	chargement	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
2--3	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210	696,420	286,145	572,291	300,995	601,990	247,346	494,692
	2	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210		286,145		300,995		247,346	
3--4	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210	696,420	286,145	572,291	300,995	601,990	247,346	494,692
	2	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210		286,145		300,995		247,346	
4--5	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210	696,420	286,145	572,291	300,995	601,990	247,346	494,692
	2	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210		286,145		300,995		247,346	
5--6	1	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210	696,420	286,145	572,291	300,995	601,990	247,346	494,692
	2	3,2	4	0,8	trapézoïdal	1,259	1,088	276,650	227,340	348,210		286,145		300,995		247,346	

VII.2.5.2. Calcul des moments et des efforts tranchants :

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$H_{nerv} = 0,7m$

$B_{nerv} = 0,45m$

a. Sens (X-X)

Chargement à l'ELU

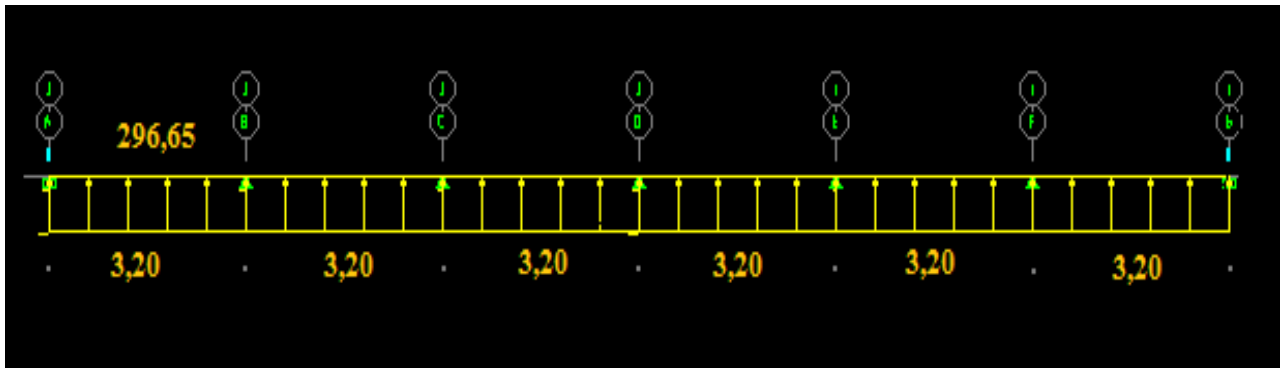
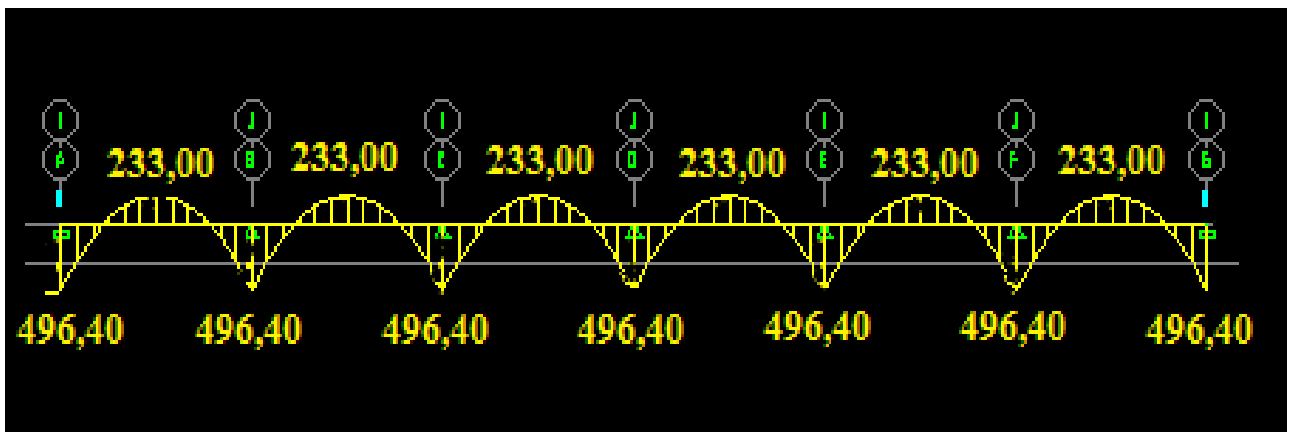


Diagramme des moments à l'ELU :



Chargement à l'ELS

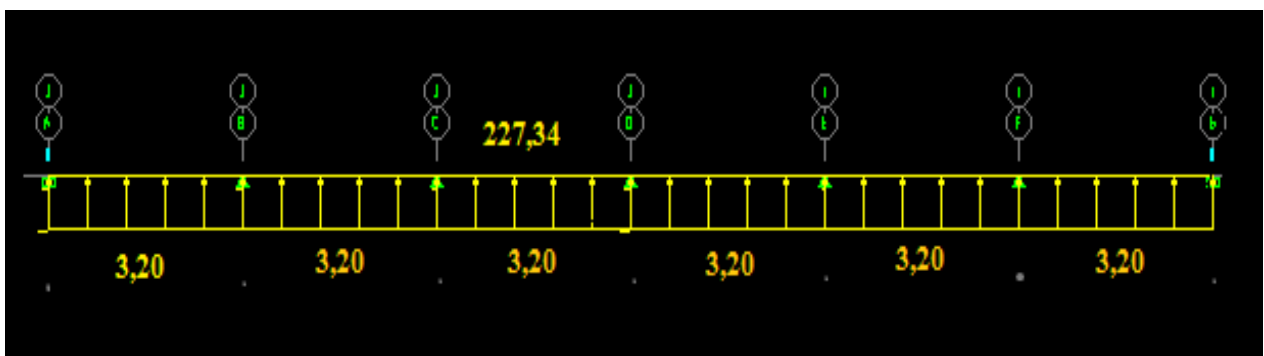


Diagramme des moments à l'ELS

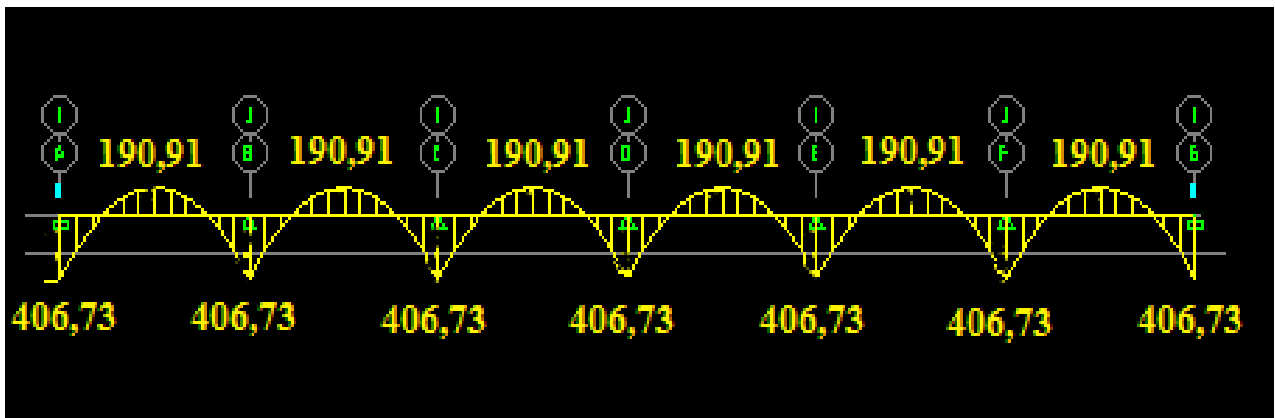


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (x-x)

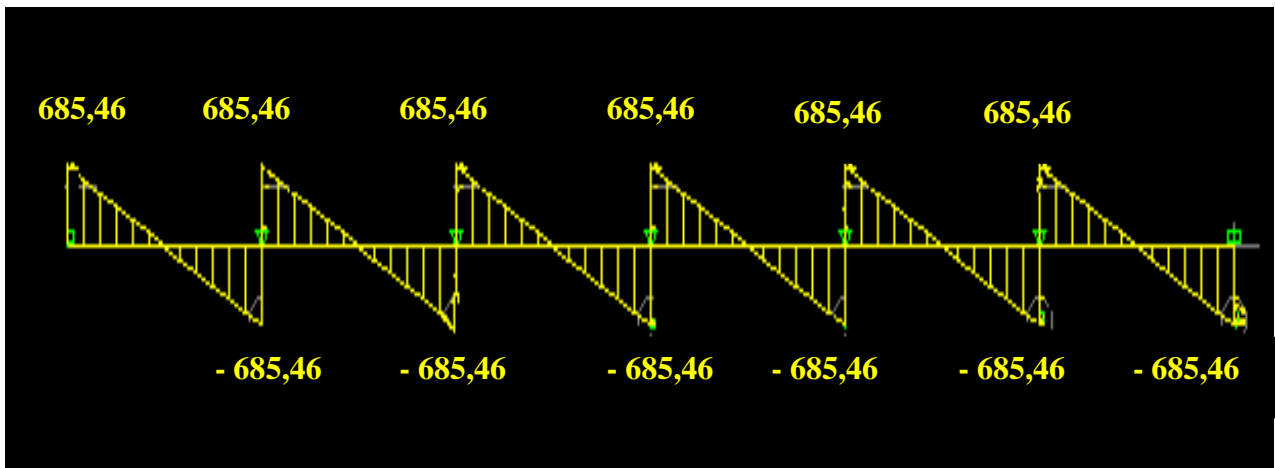
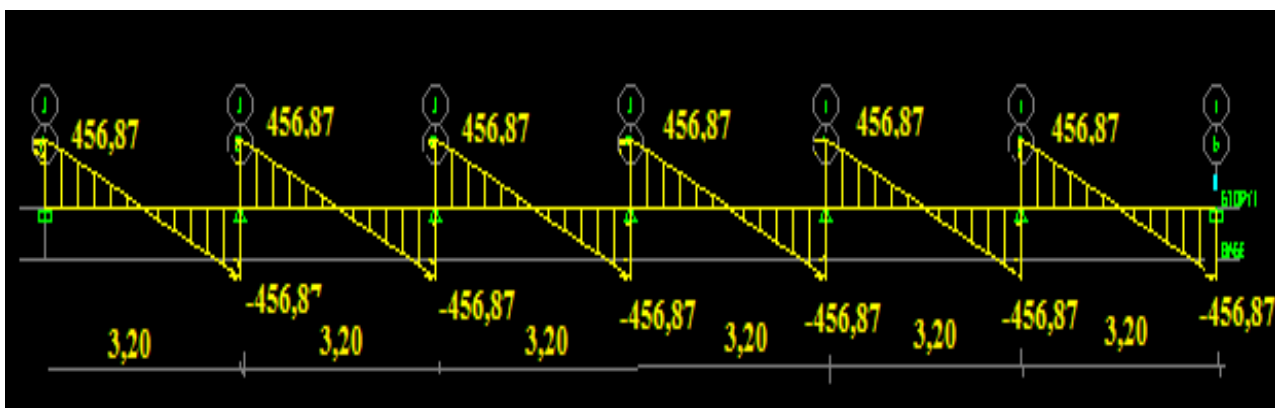


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS



b. Sens transversal (y-y)

Chargement à L'ELU

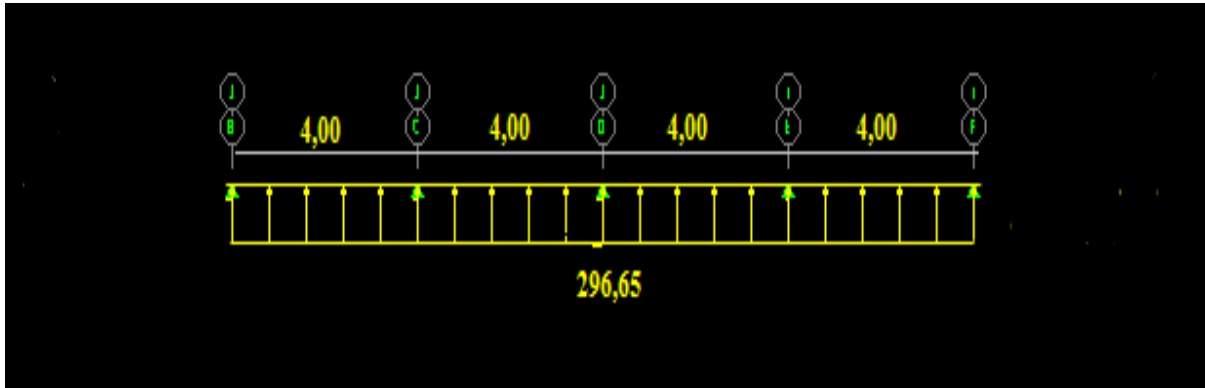
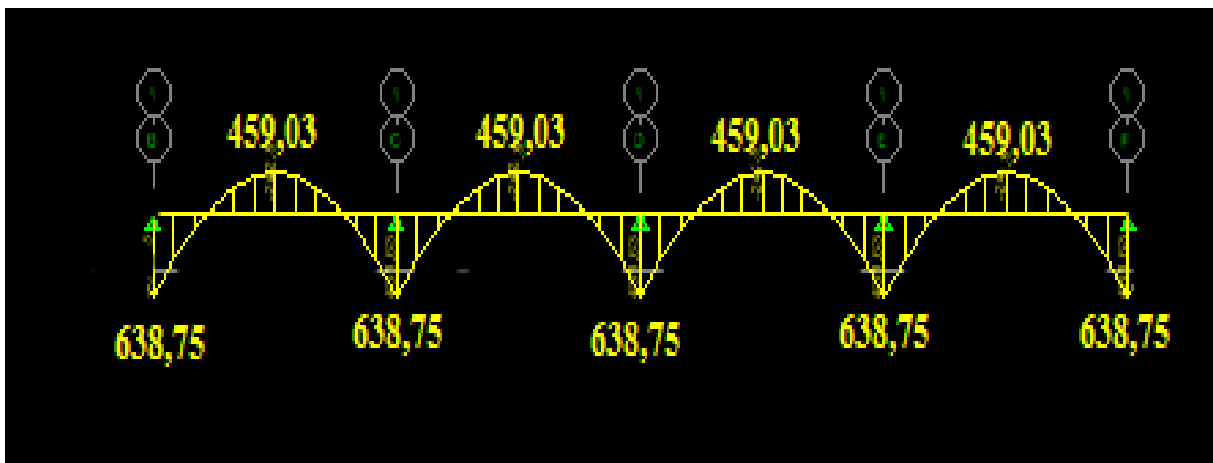


Diagramme des moments a L'ELU (y-y)



Chargement à L'ELS (Y-Y)

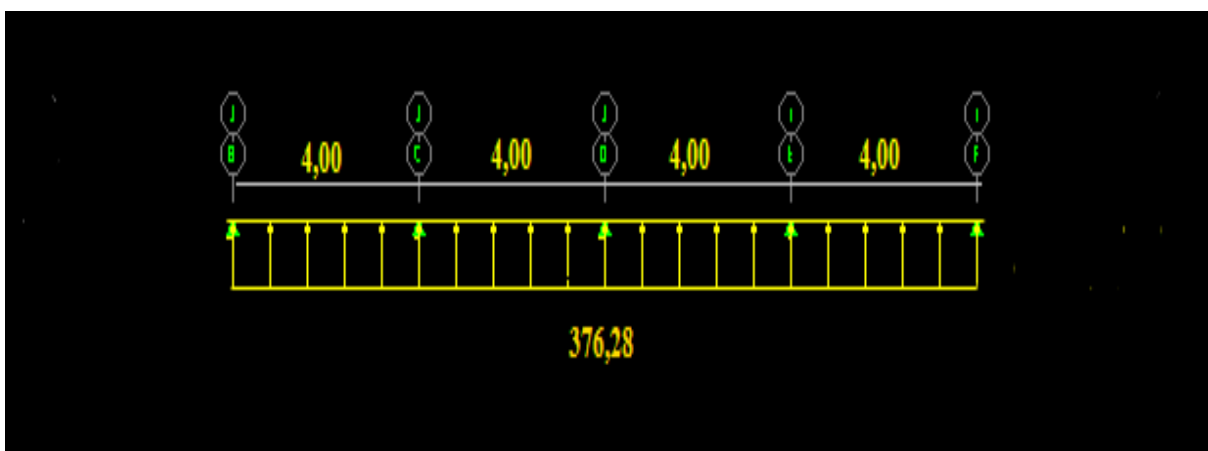


Diagramme des moments à L'ELS (y-y)

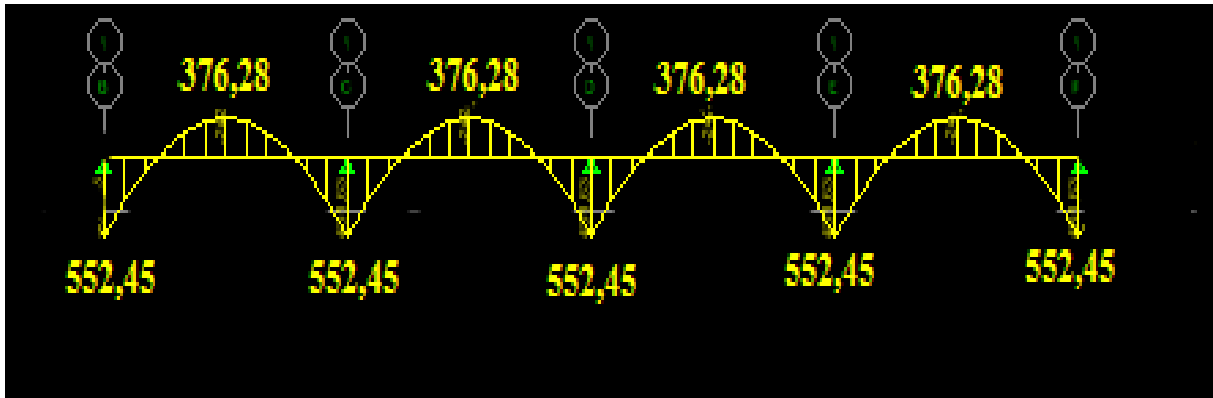


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (y-y)

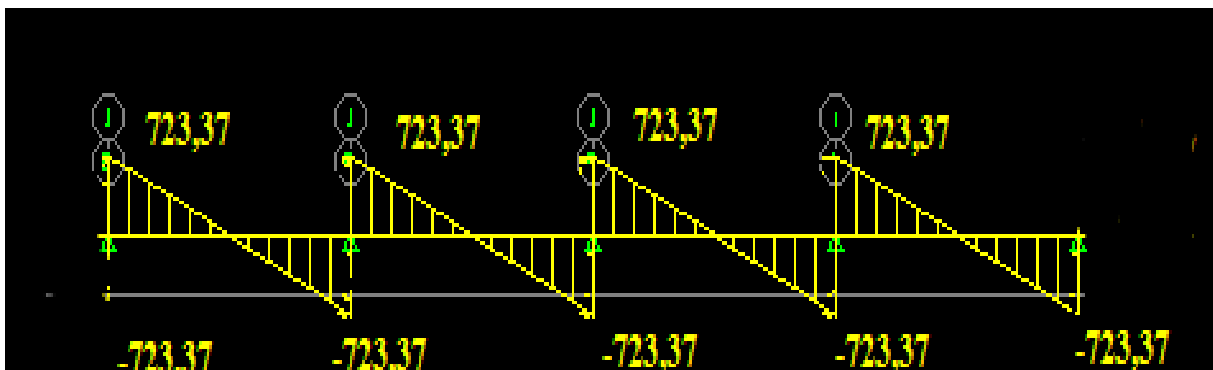
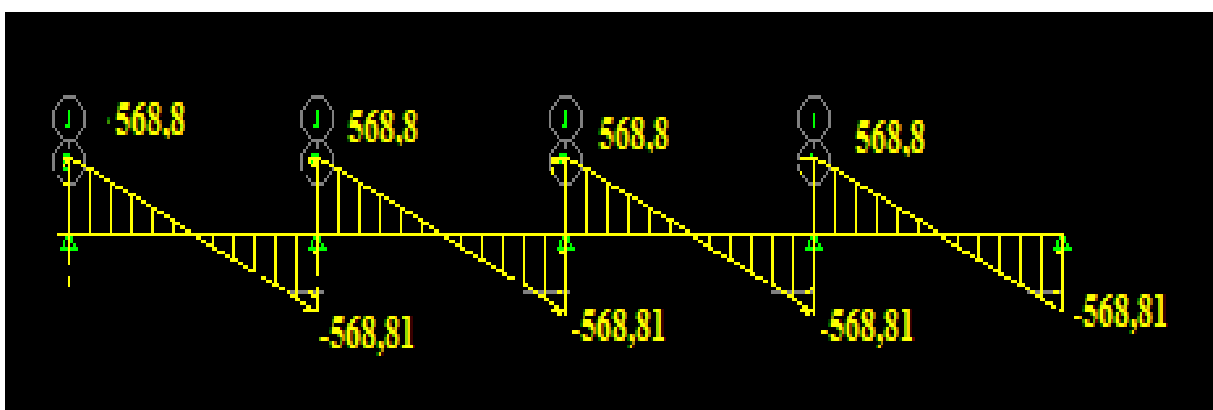


Diagramme des efforts tranchant à L'ELS (y-y)



**Tableau VI.6. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
<b>Moments (Travée)</b>	$M_{\text{utravée}} = 233 \text{ KN.m}$	$M_{\text{u travée}} = 459,03 \text{ KN.m}$
	$M_{\text{s travée}} = 190,91 \text{ KN.m}$	$M_{\text{s travée}} = 376,28 \text{ KN.m}$
<b>Moments (Appuis)</b>	$M_{\text{u appuis}} = 496,4 \text{ KN.m}$	$M_{\text{u appuis}} = 638,75 \text{ KN.m}$
	$M_{\text{s appuis}} = 406,73 \text{ KN.m}$	$M_{\text{s appuis}} = 552,45 \text{ KN.m}$
<b>Efforts Tranchants</b>	$T_{\text{u}} = 685,46 \text{ KN}$	$T_{\text{u}} = 723,37 \text{ KN}$
	$T_{\text{s}} = 456,87 \text{ KN}$	$T_{\text{s}} = 568,81 \text{ KN}$

**VI.2.5.3. Ferrailage de la nervure à l'ELU :**

**a. Calcul des armatures longitudinales :**

• **Sens X-X :**

$b = 45 \text{ cm}, h = 70 \text{ cm}, d = 67 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{496,4 \times 10^6}{450 \times 670^2 \times 14,2} = 0,173 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$\mu_u = 0,173 \Rightarrow \beta = 0,905$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{496,4 \times 10^3}{0,905 \times 67 \times 348} = 23,52 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

**Soit : 4HA20 (filante) + 4HA20(chapeau) = 25,13 [cm<sup>2</sup>/ml].**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{233 \times 10^6}{450 \times 670^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$\mu_u = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{233 \times 10^3}{0,958 \times 67 \times 348} = 10,43 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

**Soit : 4HA14(filante) + 4HA12(chapeau) = 10,68[cm<sup>2</sup>/ml].**

• **Sens Y-Y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{638,75 \times 10^6}{450 \times 670^2 \times 14,2} = 0,222 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$\mu_u = 0,320 \Rightarrow \beta = 0,873$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{638,75 \times 10^3}{0,800 \times 67 \times 348} = 31,38 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

**Soit : 5HA20(filante) + 5HA20(chapeau) = 31,42[cm<sup>2</sup>/ml].**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{459,03 \times 10^6}{450 \times 670^2 \times 14,2} = 0,16 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,16 \Rightarrow \beta = 0,912$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{459,03 \times 10^3}{0,912 \times 67 \times 348} = 21,58[\text{cm}^2/\text{ml}]$$

**Soit : 5HA20(filante) + 5HA14(chapeau) = 23,40[cm<sup>2</sup>/ml].**

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
<b>Aux appuis</b>	4HA20(fil)+4HA20(chap)	5HA20(fil)+5HA20(chap)
<b>En travée</b>	4HA14(fil)+4HA12(chap)	5HA20(fil)+5HA14(chap)

**Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferraillement de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 67 \times 2,1}{400} = 3,64[\text{cm}^2]$$

• **Sens X-X :**

Aux appuis :  $A_{st} = 25,13\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

En travée :  $A_{st} = 10,68\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

• **Sens Y-Y :**

Aux appuis :  $A_{st} = 31,42\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 23,40\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 3,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

**b. Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min\{17,5; 9,6\} \text{ on prend } S_t = 10[\text{cm}]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35\text{cm}.$$

**Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$ .**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

• **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{685,46 \times 10^3}{450 \times 670} = 2,27[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{776,32 \times 10^3}{450 \times 970} = 2,39[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérifications à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine:  $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348[\text{MPa}]$$

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> MPa	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	OBS
X- X	Appuis	406,73	25,13	0,816	23,46	0,870	277,66	348	11,90	15	Vérifié
	Travée	190,91	10,68	0,354	39,35	0,908	293,83	348	7,49	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	552,45	31,42	1,04	20,46	0,858	289,25	348	14,31	15	Vérifié
	Travée	376,28	23,40	0,776	24,68	0,874	274,60	348	11,13	15	Vérifié



## ***CHAPITRE VII***

---



# ***ÉTUDE DU MUR PLAQUE***

**Introduction :**

Un mur plaque, est un panneau rigide vertical en béton armé encastré à sa base qui prend appuis sur les poteaux (appuis simple), il permet de transmettre les efforts de poussée des terres et toutes surcharges aux poteaux et le diaphragme.

Le mur plaque n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

**VII.1. Les exigences du RPA99/2003 :**

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm.

Dans notre cas, nous optons pour une épaisseur de **20 cm**.

**VII.2. Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastré au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du RDC.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur bourré par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

En effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de longueur de 1,00m et de 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos.

**VII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

Poids volumique des terres :  $\gamma=22,1\text{KN}/\text{m}^3$

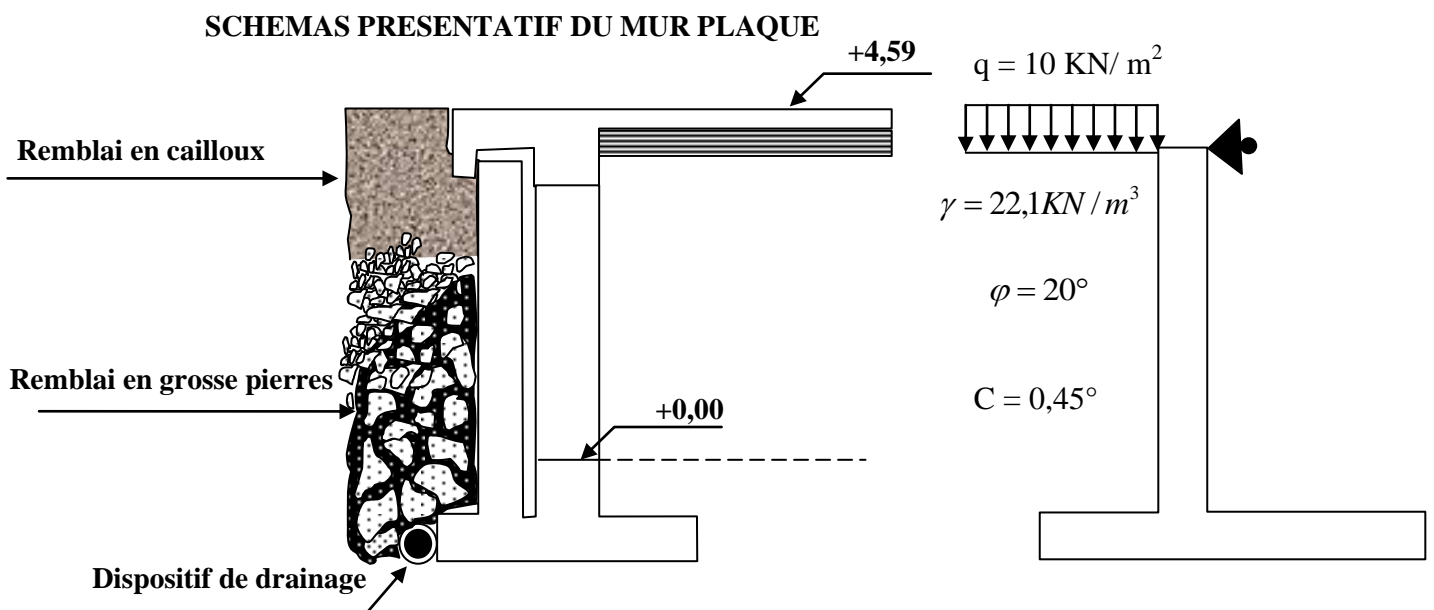
Surcharge éventuelle :  $q=10\text{KN}/\text{m}^2$

Angle de frottement interne:  $\varphi=20^\circ$

Cohésion :  $C=0,45$

La contraint admissible de Sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .

Pour la hauteur du mur, elle est directement extraite des plans d'architecture. ( $h = 5,10\text{m}$ ).



- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta \neq 0$  : obliquité de la force de poussée.

#### VII.4. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

Avec :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V$$

$\sigma_V$  : contrainte verticale

$K_a$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : angle de frottement interne

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE n'est applicable, on procède aux calculs par la méthode de Caquot-kerisel pour la détermination des contraintes  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  avec :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

#### ❖ Calcul des sollicitations :

**ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0 \rightarrow \text{massif du sol horizontal} \\ \lambda = 0 \rightarrow \text{paroi en amont verticale du mur.} \\ \text{Contact sol/sol} \rightarrow \delta = \frac{2}{3}\varphi \end{array} \right.$$

-  $K_a = 0,44$  (le coefficient de poussée  $K_a$  est déterminé par les tables de Caquot et Kérisel.)

#### • ELU:

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,44 \times (1,5 \times 10) = 6,6 \text{ KN/m}^2$$

$$h=5,10 \rightarrow \sigma_{H2} = 0,44 \times (1,35 \times 22,1 \times 5,10 + 1,5 \times 10) = 73,55 \text{ KN/m}^2$$

#### • ELS:

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,44 \times 10 = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

$$h=5,10 \rightarrow \sigma_{H2} = 0,44 \times (10 + 22,1 \times 5,10) = 53,99 \text{ KN/m}^2$$

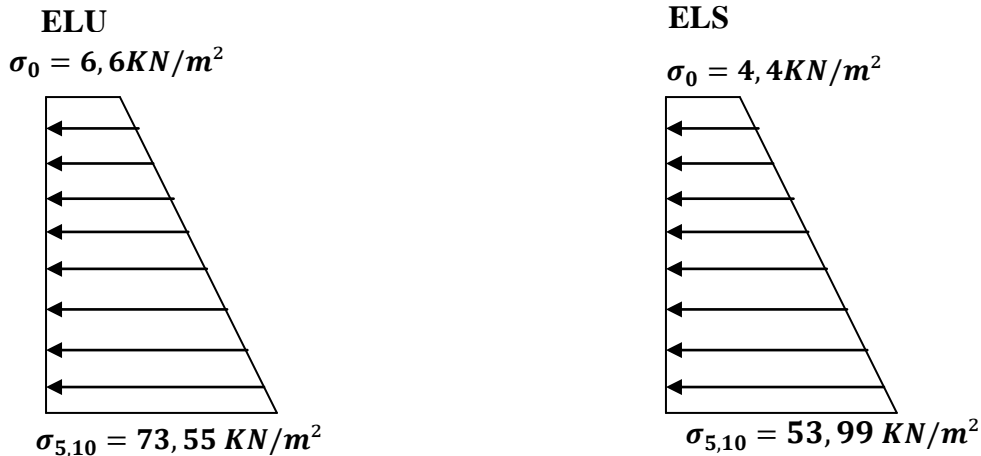
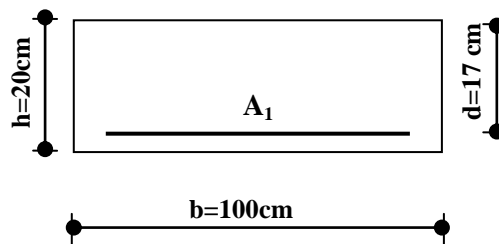


Diagramme des contraintes aux états limites

- Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1,00 = \frac{(3 \times 73,55 + 6,6)}{4} \times 1,00 = 56,81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1,00 = \frac{(3 \times 53,99 + 4,4)}{4} \times 1,00 = 41,59 \text{ KN/ml}$$



**VII.5. Détermination des moments de flexion:**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,30 → appui de rive
  - 0,50 → autre appui

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,2 \text{ m}$$

$$l_y = 5,10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{5,10} = 0,62$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

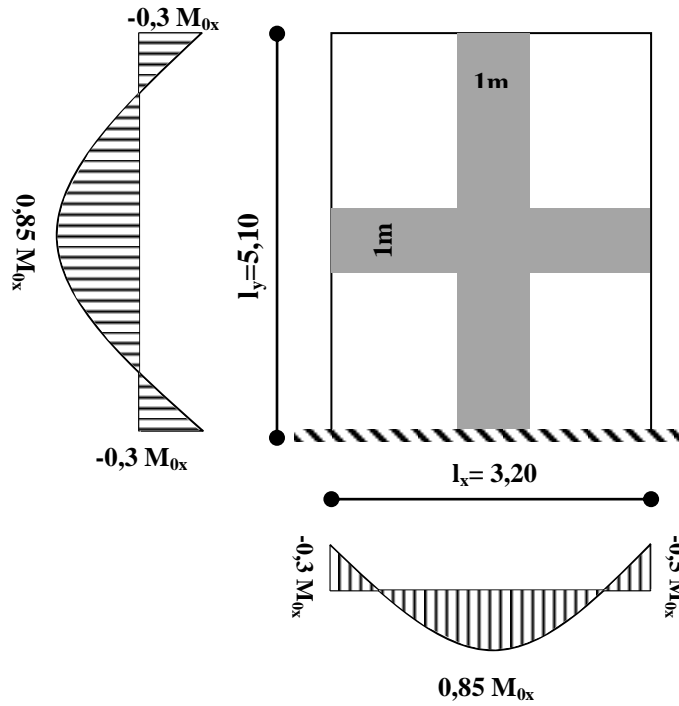


Tableau VII.1. Calcul des moments

Panneau		ELU	ELS	
<b>Longueur</b>	$L_x$ (m)	3,2		
	$L_y$ (m)	5,1		
<b>Moment isostatique</b>	$r = L_x/L_y$	0,62		
	$\mu_x$	0,0772	0,0825	
	$\mu_y$	0,343	0,508	
	$q$ (KN/m <sup>2</sup> )	73,5500	53,9900	
	$M_{0x} = \mu_x * q * l^2$ (KN.m)	58,143	45,611	
	$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$ (KN.m)	1,994	23,170	
	<b>Correction du moment isostatique</b>	<b>Petite portée (XX)</b>		
<b>Travée</b>		$M_{tx} = 0,85M^{0x}$	49,422	38,769
<b>Appuis</b>		$M_{abx} = -0,3M^{0x}$	-17,443	-13,683
		$M_{abx} = -0,5M^{0x}$	-29,072	-22,805
<b>Grande portée (YY)</b>				
<b>Travée</b>		$M_{ty} = 0,85M_{0y}$	16,95	19,695
<b>Appuis</b>		$M_{aby} = -0,3M_{0y}$	-5,983	-6,951
		$M_{agy} = -0,3M_{0y}$	-5,983	-6,951

## VII.6. Ferrailage du mur :

## a. Détermination des armatures Verticale:

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bc}} \quad A_S = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}}$$

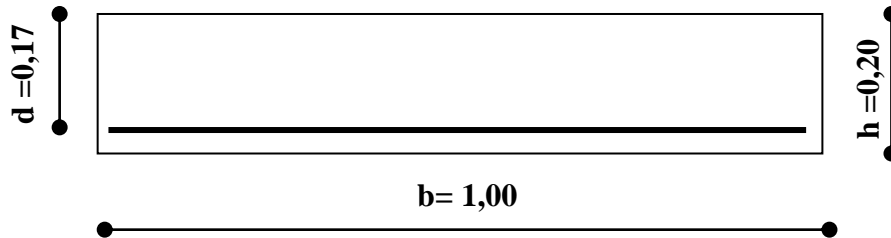


Tableau VII.2. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	Min (cm <sup>2</sup> )		$A_v$ Calculé	$A_v$ Adopté	Esp
						BAEL	RPA			
XX	Travée	49,422	0,120	SSA	0,936	2,100	3,000	8,925	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00
	Appui g	17,443	0,043	SSA	0,9785	2,100	3,000	3,013	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00
	Appui d	29,072	0,071	SSA	0,964	2,100	3,000	5,098	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00
YY	Travée	16,95	0,041	SSA	0,979	2,100	3,000	2,927	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00
	Appui g	5,983	0,015	SSA	0,993	2,100	3,000	1,019	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00
	Appui d	5,983	0,015	SSA	0,993	2,100	3,000	1,019	10HA12 11,31cm <sup>2</sup>	20,00

## (b) Armature Horizontales :

$$A_H = \frac{A_S}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,82 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5HA10 / \text{nappe} \text{ avec un espacement de } 25\text{cm.}$$

## Recommandations pour le ferrailage :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Les deux nappes sont reliées par 04 épingles/m<sup>2</sup> de HA8.
- Section minimale :

Selon BAEL [artA.4.2], condition de non fragilité :

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

Selon RPA99/2003 : la section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,10%B

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

- Espacement

**Sens X-X**

$$St \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$St \leq \min\{4h; 40\text{cm}\} = \min\{4 \times 20; 40\text{cm}\} = 40\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **Sens X-X :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \quad \text{avec } P = q_{um} \times l_x \times l_y = 56,81 \times 3,20 \times 5,10 = 927,139 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{927,139}{3 \times 6,45} = 60,597 \text{ KN/m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{927,139}{2 \times 4,40 + 3,20} = 57,586 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{57,586 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,338\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VII.7. Vérification à l'ELS :

### a. vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

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

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

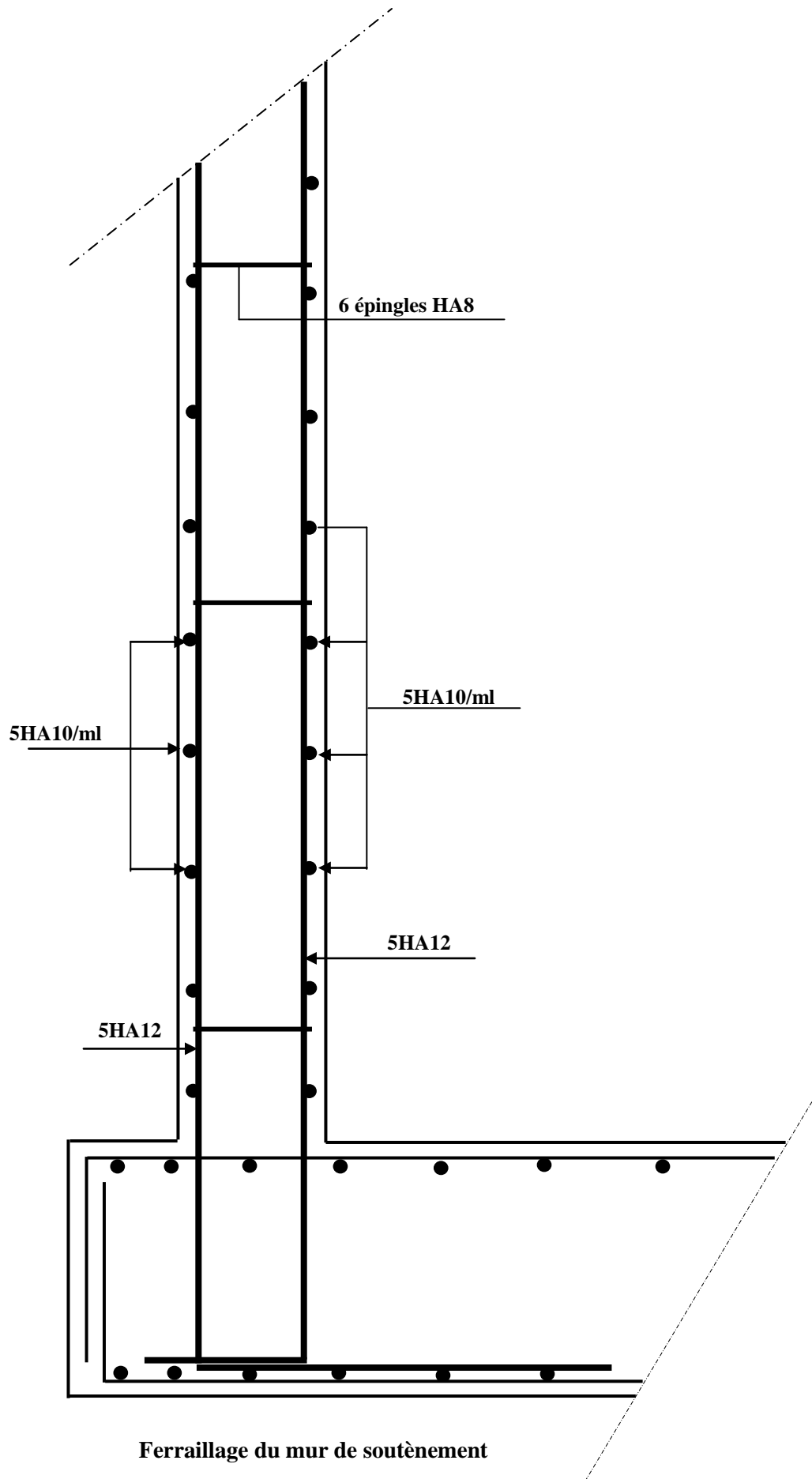
Les calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Zone	A <sub>v</sub> adopté	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>	
							σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs	σ <sub>st</sub> (Mpa)	Obs
XX	Travée	11,31	38,769	0,665	0,88	26,92	9,830	C.V	264,620	C.V
	Appuis g	11,31	13,683	0,665	0,88	26,92	3,469	C.V	93,394	C.V
	Appuis d	11,31	22,805	0,665	0,88	26,92	5,781	C.V	155,635	C.V
YY	Travée	11,31	19,695	0,665	0,88	26,92	3,609	C.V	97,141	C.V
	Appuis g	11,31	6,951	0,665	0,88	26,92	1,274	C.V	34,285	C.V
	Appuis d	11,31	6,951	0,665	0,88	26,92	1,274	C.V	34,285	C.V

Vérification de la formule

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	zone	Mu	Ms	γ	((γ-1)/2)+0,25	μ	α (tableau)	Obs
X-X	appuis	29,072	22,805	1,27	0,387	0,120	0,1603	Vérifiée
	travée	49,422	38,769	1,27	0,387	0,205	0,2882	Vérifiée
Y-Y	appuis	5,983	6,951	0,86	0,180	0,025	0,033	Vérifiée
	travée	16,95	19,695	0,86	0,180	0,070	0,0787	Vérifiée





---

# CONCLUSION GÉNÉRALE

---



Après avoir achevé notre mémoire, il nous ressort que l'étude d'ingénierie en génie civil est de plus en plus laborieuse à chaque fois qu'on considère plus de constantes (critères à ne pas changer) à savoir l'aspect architectural et certains aménagements particuliers.

Nous avons aussi constaté que la surestimation des dimensions des éléments n'est pas forcément un abri de sécurité pour l'ingénieur du moment qu'en augmentant les dimensions, on augmente le poids total de la bâtis, ce qui amplifiera davantage l'effet du séisme sur la structure.

De même, augmenter ou diminuer la section d'acier adoptée peut aussi nuire au comportement de la structure vis-à-vis la rigidité et souplesse de la structure.

Sans oublier l'étape de disposition des voiles qu'on ne peut atteindre qu'après des dizaines tentatives de disposition.

Toute fois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connu le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

À la fin, nous espérons que ce modeste travail sera d'un apport pour les promotions à venir.

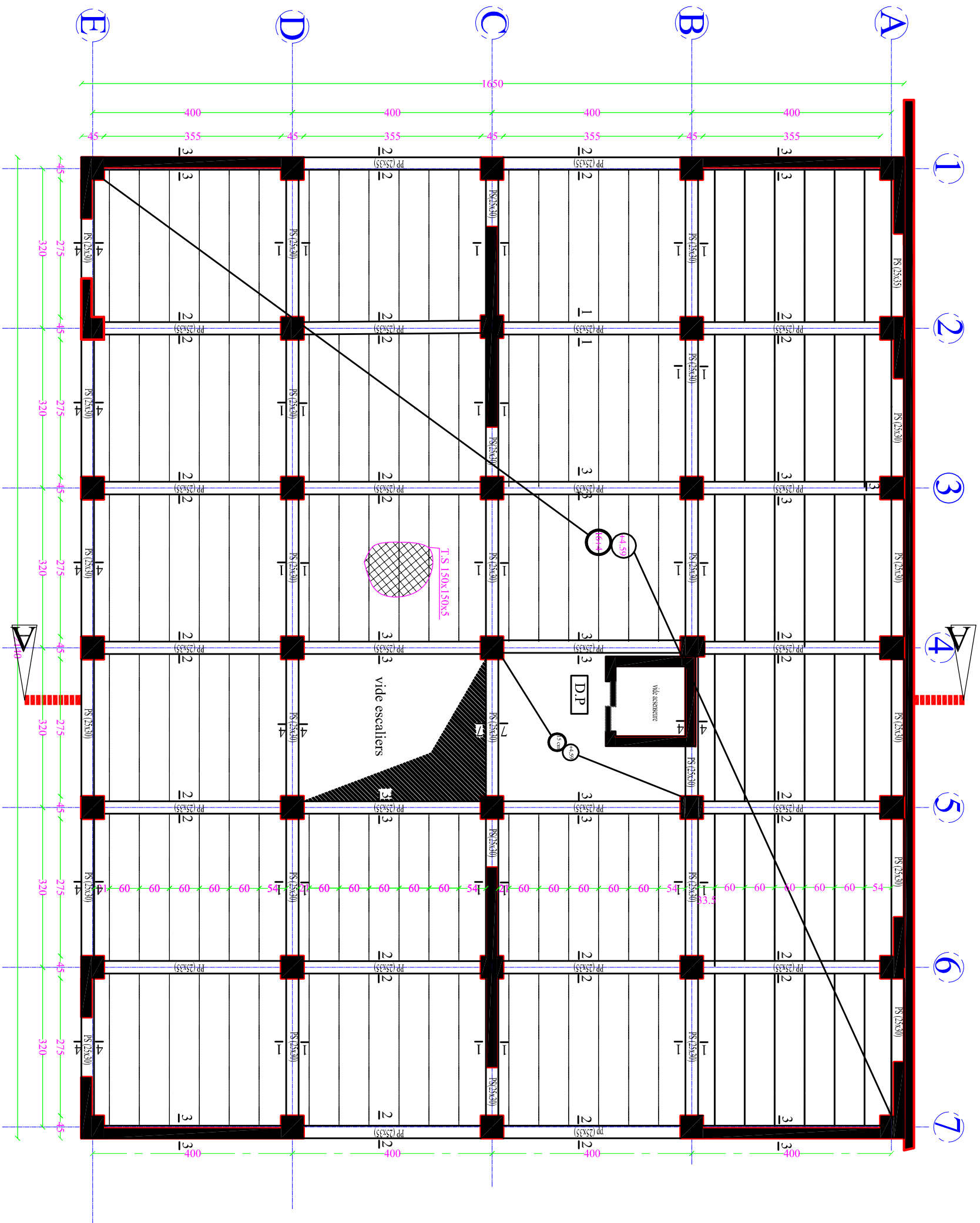


---

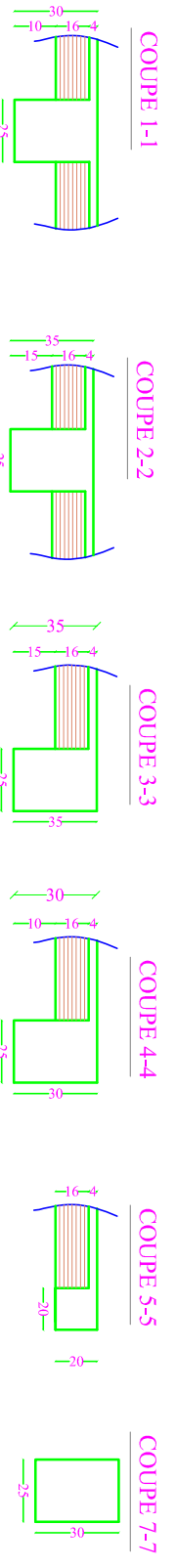
# ***ANNEXES***

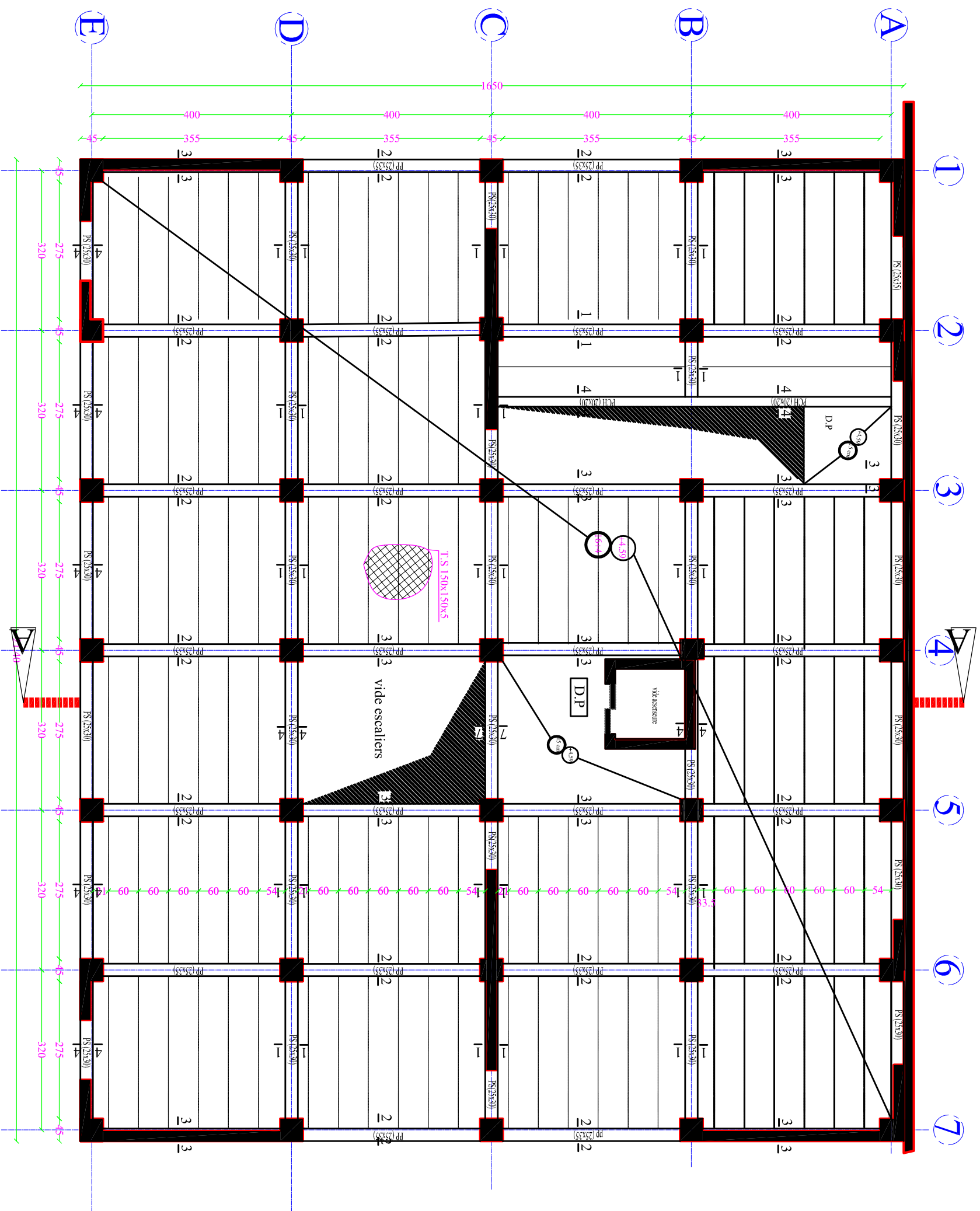
---



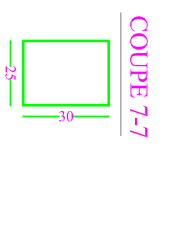
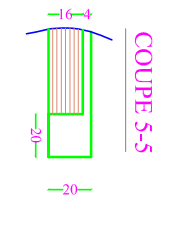
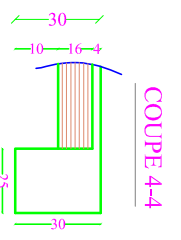
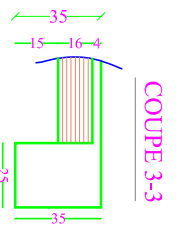
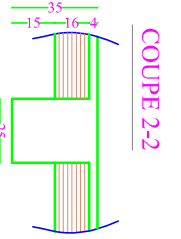
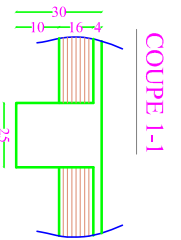


# 1. PLAN DU COFFRAGE REZ-DE-CHAUSSEE Niv ± 0.00

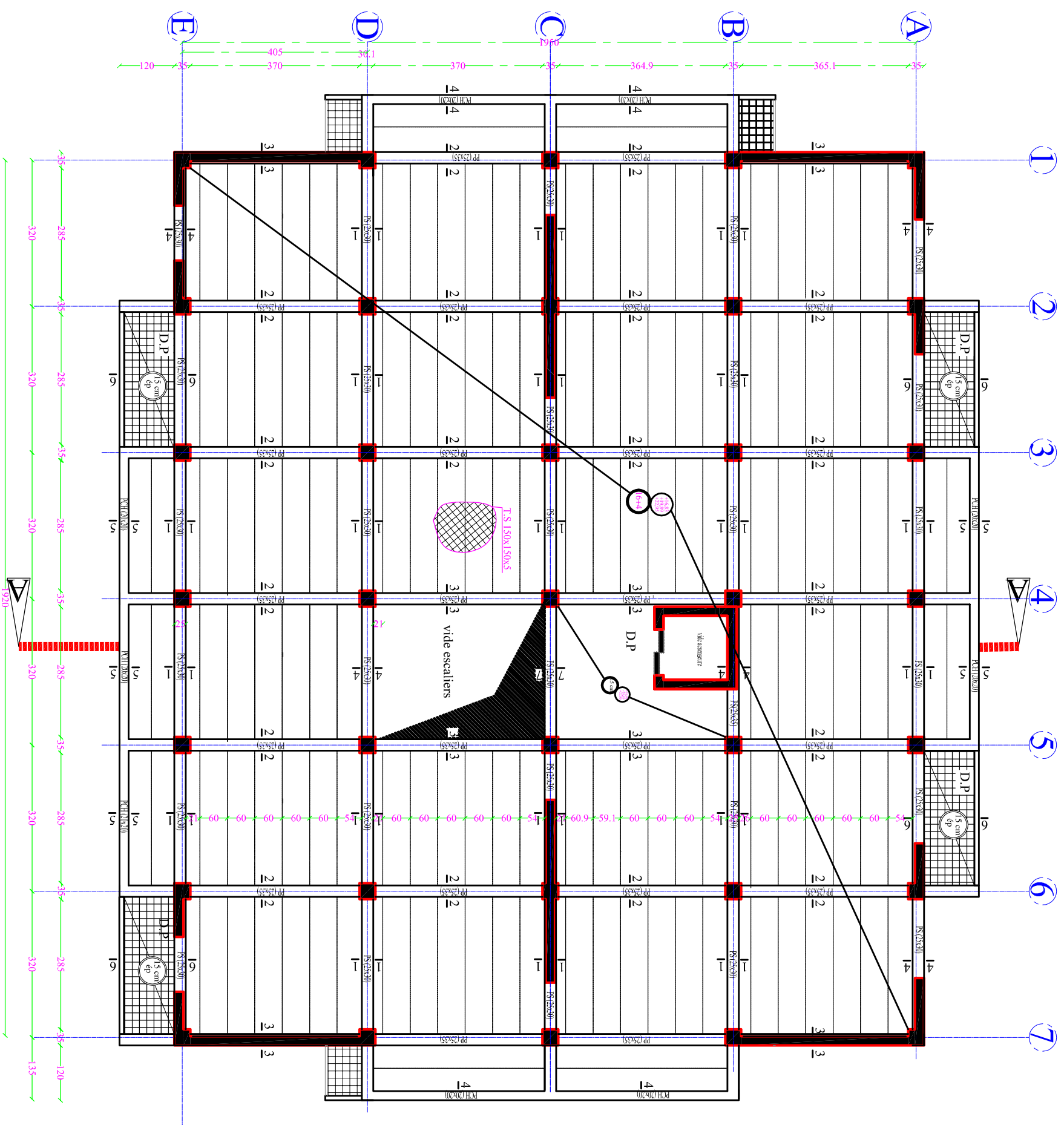




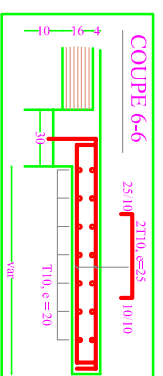
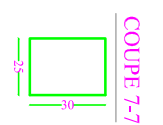
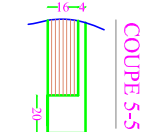
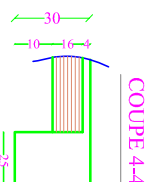
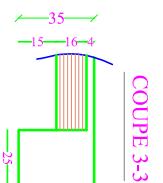
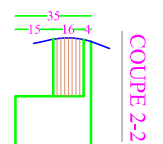
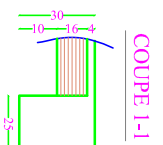
## 2. PLAN DE COFFRAGE DE L'ENTRESOL Niv ± 4.59



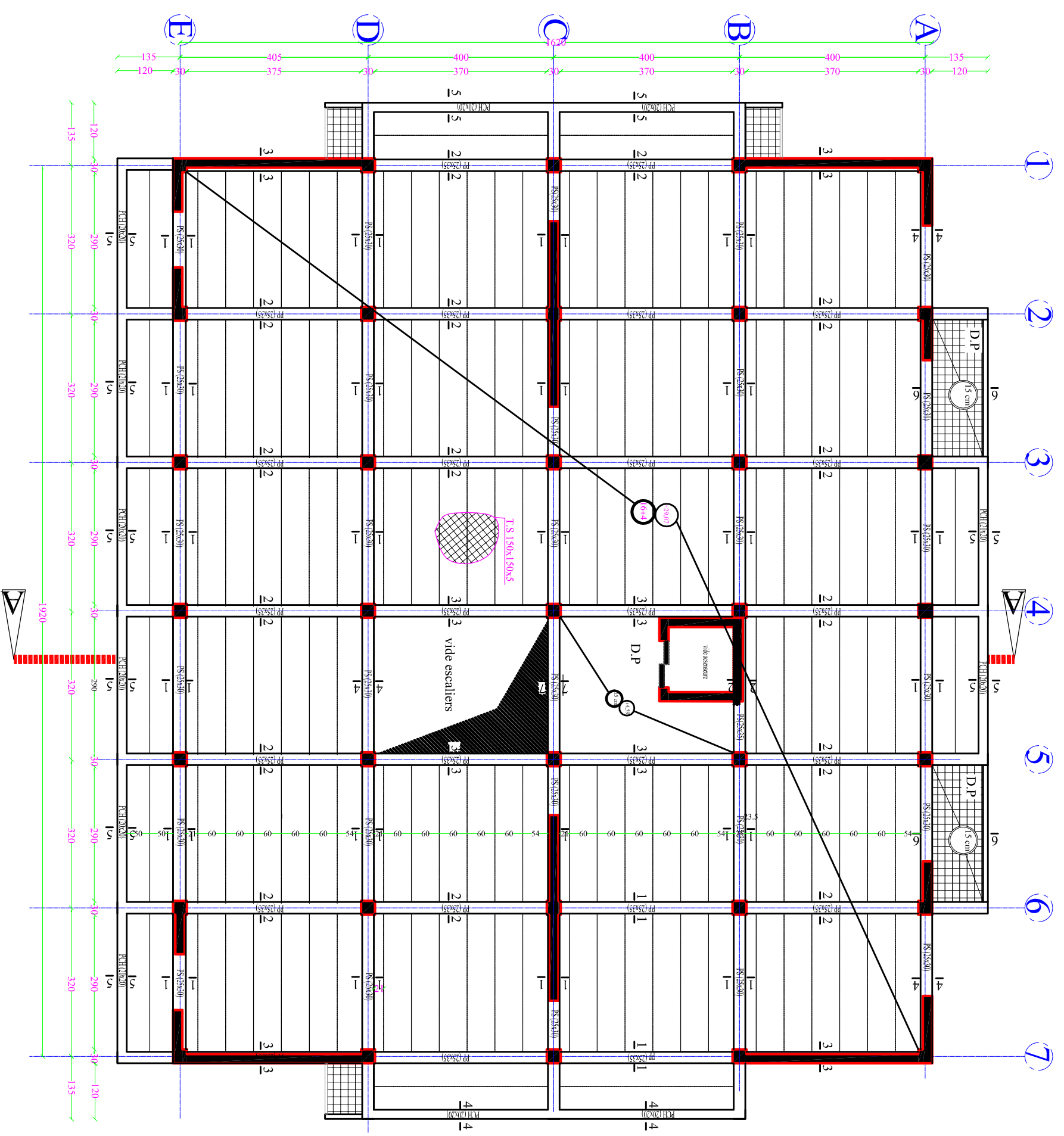




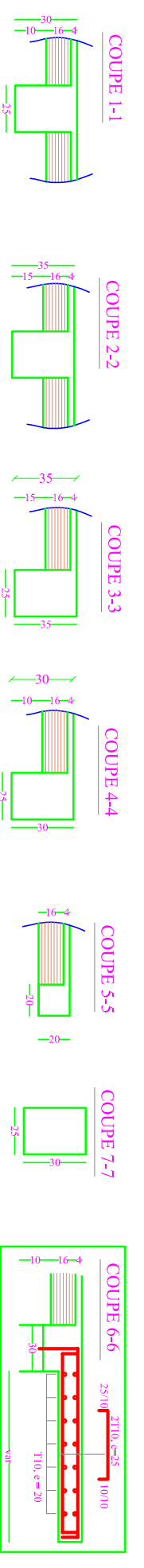
#### 4. PLAN DE COFFRAGE ETAGE Niv ±16.83 a Niv ±22.95



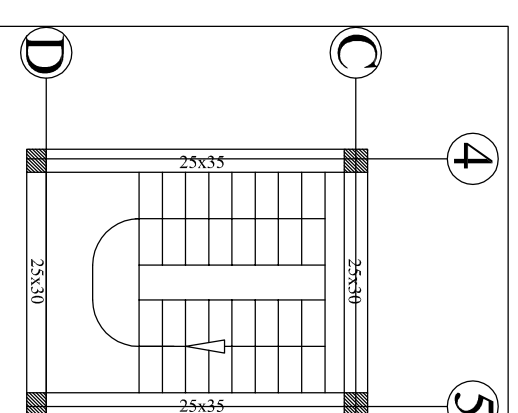
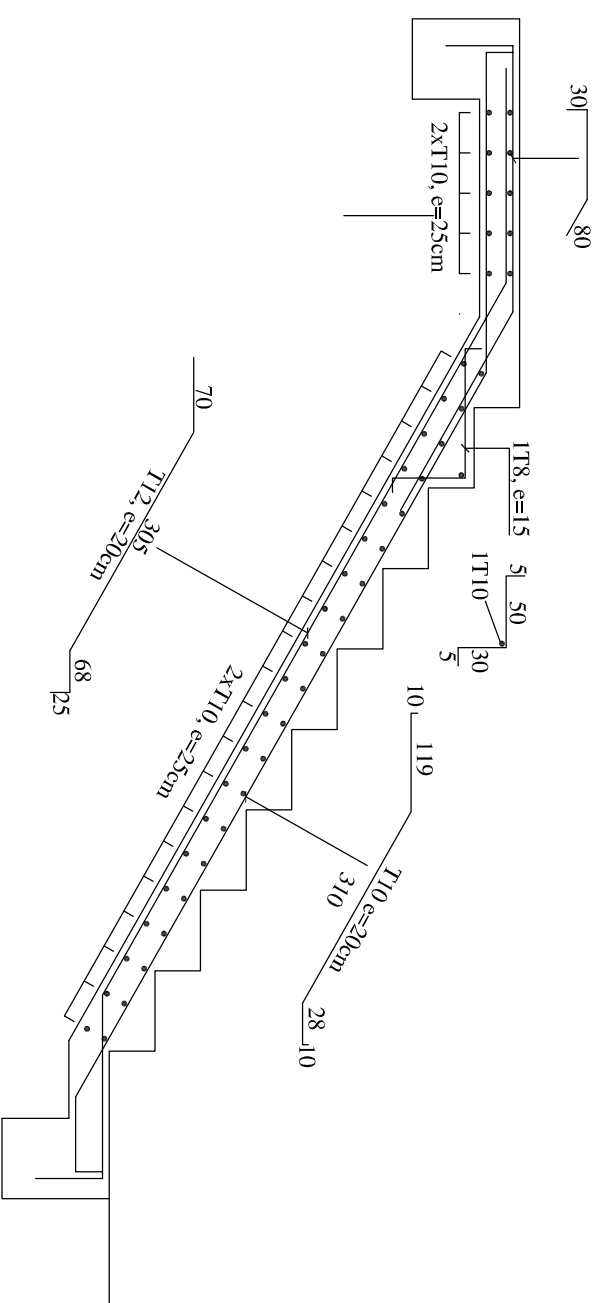
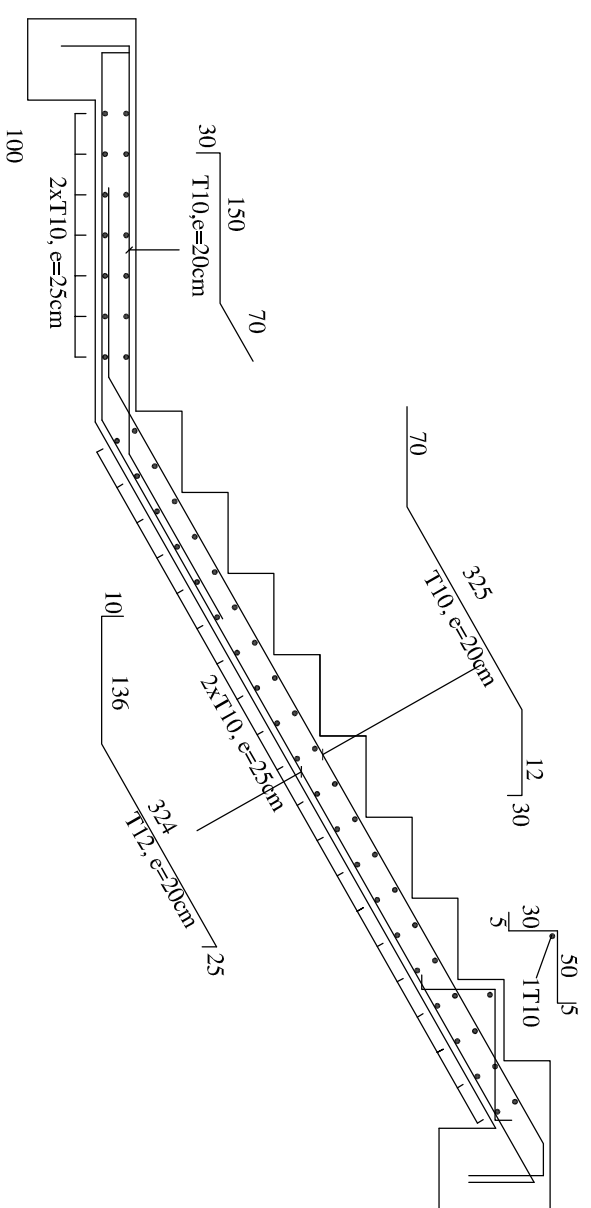




### 5. PLAN DE COFFRAGE ETAGE Niv ± 29.07



# Plan ferrailage escaliersetage courant

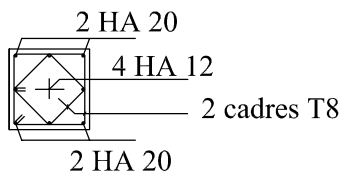


Plan escaliers

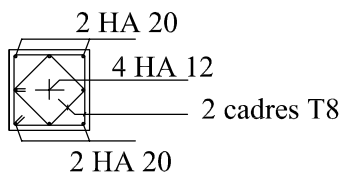
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
PROJET:	TITRE:		
ETUDE FINIE CONSTRUCTION	Acade principal et coupe A-A		
EN R+8+9+10+11+12+13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+23+24+25+26+27+28+29+30+31+32+33+34+35+36+37+38+39+40+41+42+43+44+45+46+47+48+49+50+51+52+53+54+55+56+57+58+59+60+61+62+63+64+65+66+67+68+69+70+71+72+73+74+75+76+77+78+79+80+81+82+83+84+85+86+87+88+89+90+91+92+93+94+95+96+97+98+99+100			
DIABRICATION ET COMMERCE			
BOSSIER, GENIE CIVIL	PLANCHER N°01.1 Boiserie	REPERE:	1/150
DRESSER PAR:	ENCADRE PAR:	PRODUCTION:	
MELASSER KAMAL	MELASSER KAMAL	2018/2019	
MELASSER BOUSSAO			



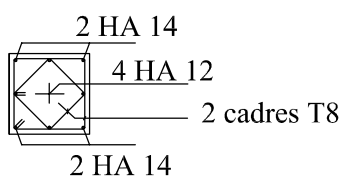
coupe A-A



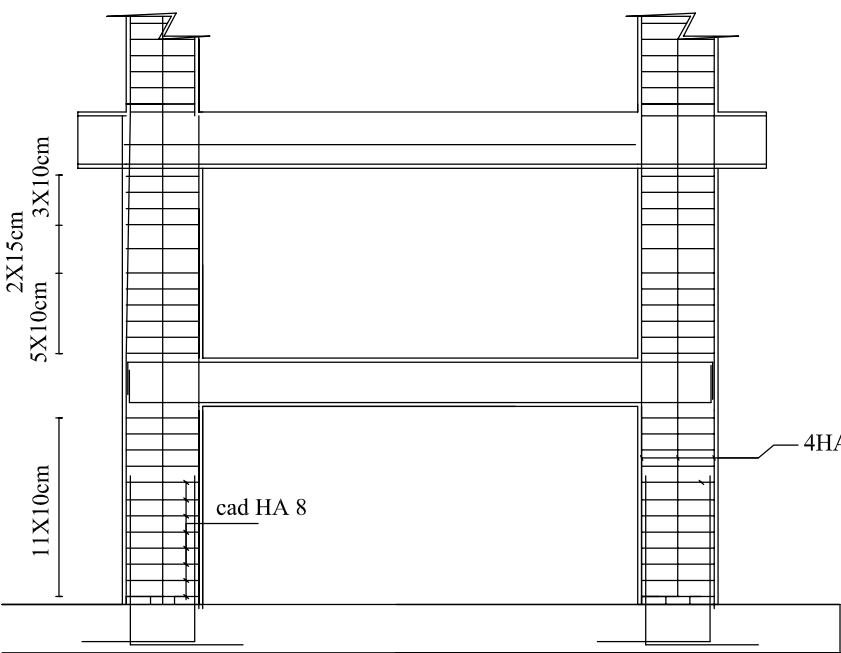
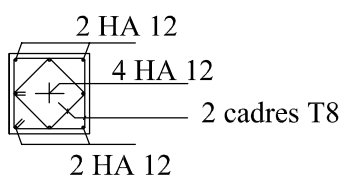
coupe B-B



coupe C-C

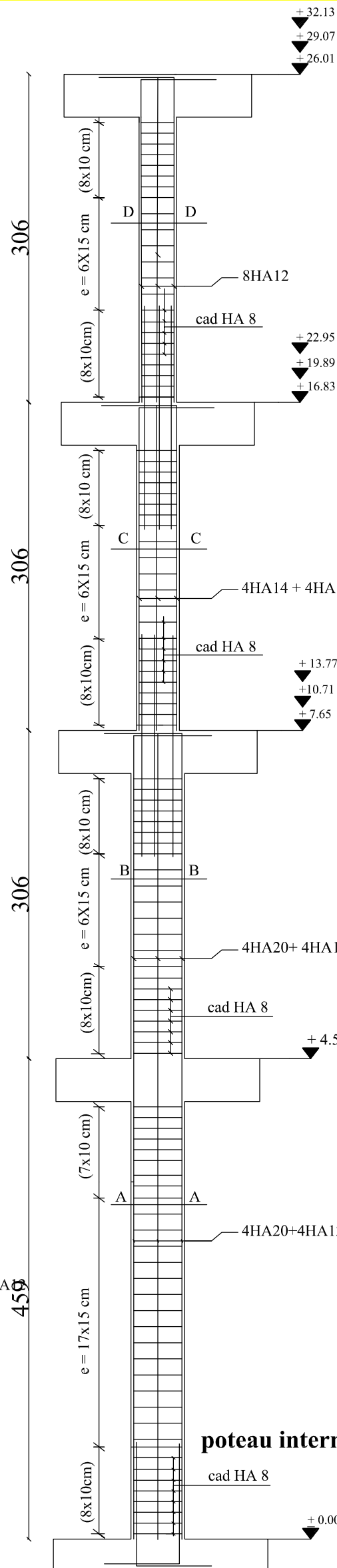


coupe D-D

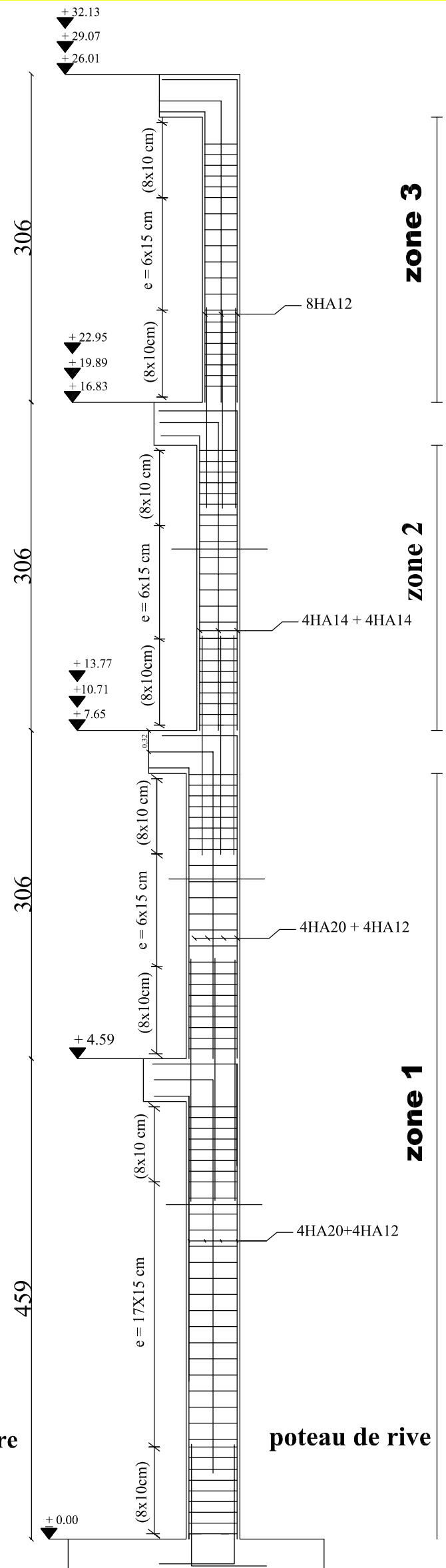


poteau escaliers

• Ferrailage des voiles



poteau intermédiaire



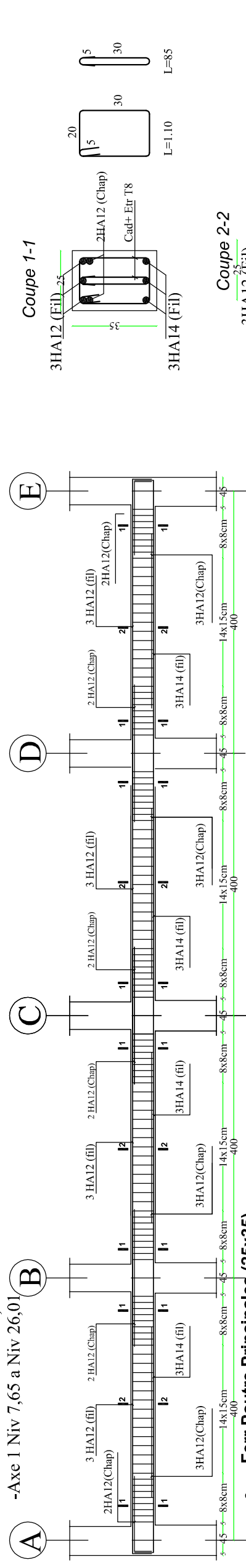
poteau de rive

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN R+8/E/SOL+ A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE	TITRE: -Coffrage Et Ferrailage poteaux et voiles	
DOSSIER: GENIE CIVIL	PLANCHER: N°12	ECHELLE: 1/100 1/50 1/25
DESSINE PAR: M.LASFER KAMAL M.HADJAZ BOUSSAD	ENCADRE PAR: Mr.KAHILA	PROMOTION: 2018/2019

• **Ferr.Poutre Principales (25x35)**

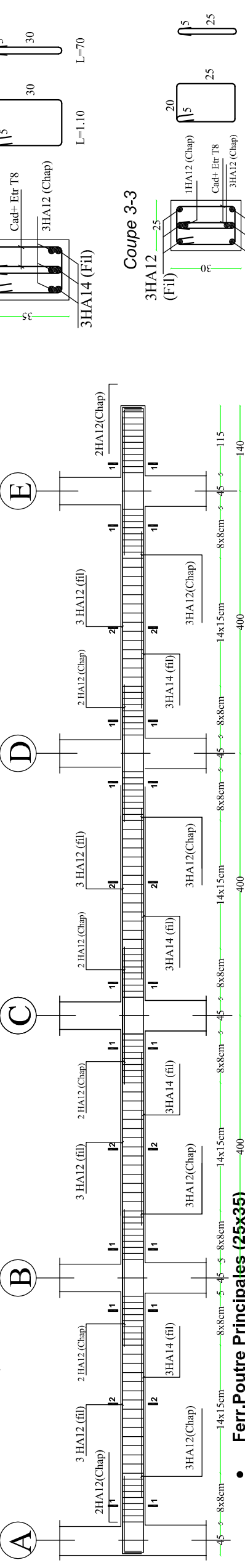
-Axe 1-2-3-4-5-6-7 Niv 4,59

-Axe 1 Niv 7,65 a Niv 26,01



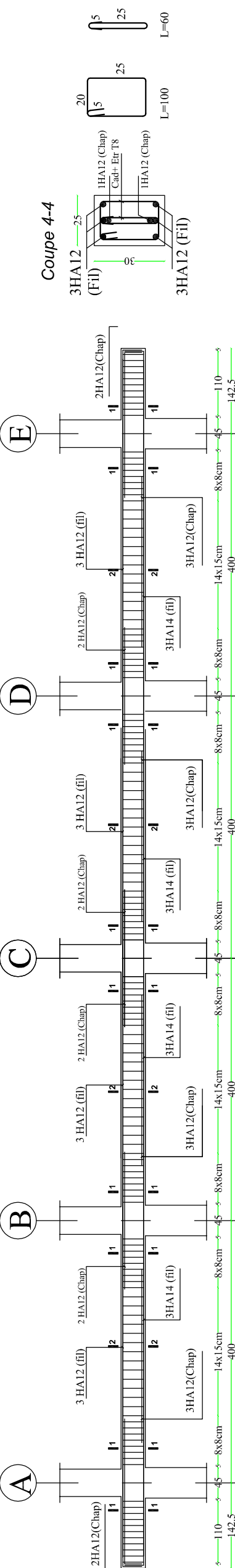
• **Ferr.Poutre Principales (25x35)**

-Axe 7 Niv 7,65 a Niv 29,07



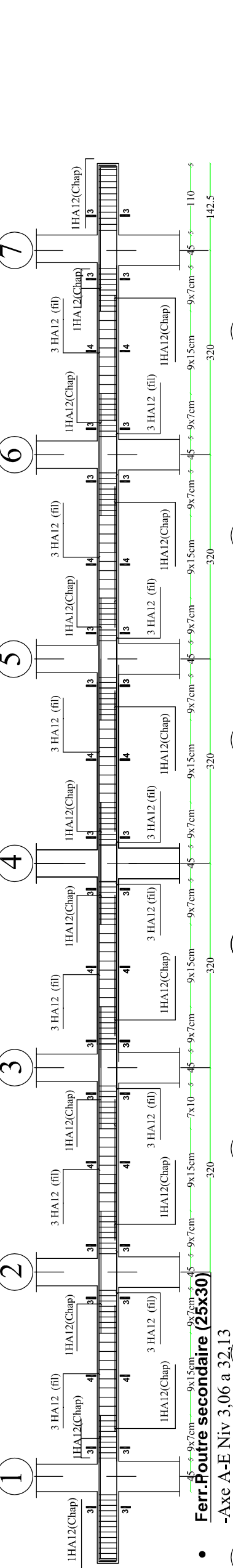
• **Ferr.Poutre Principales (25x35)**

-Axe -2-3-4-5-6 Niv 7,65 a 32,13



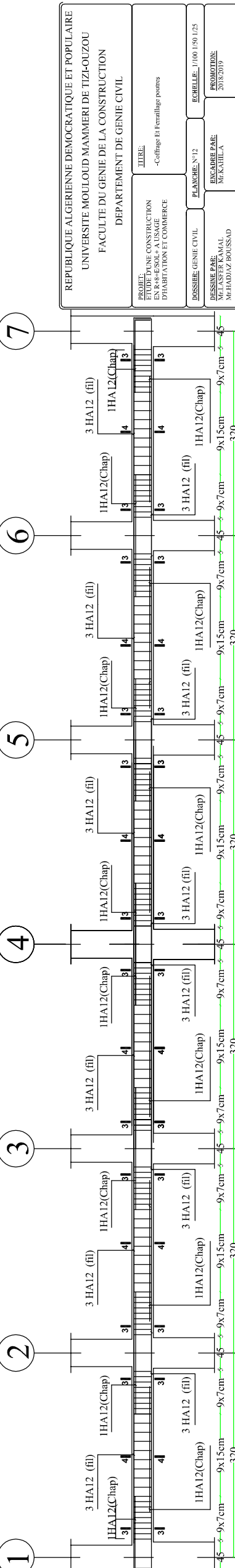
• **Ferr.Poutre secondaire (25x30)**

-Axe B-C-D-Niv 4,59 a 32,13

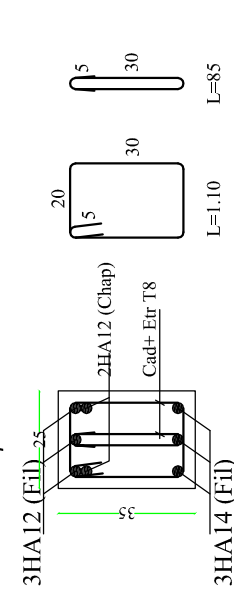


• **Ferr.Poutre secondaire (25x30)**

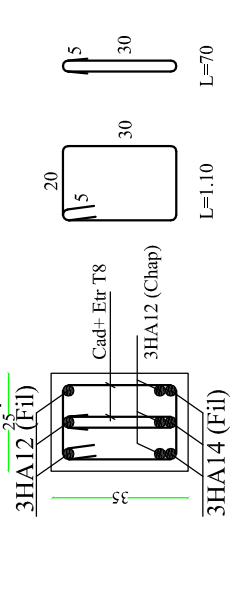
-Axe A-E Niv 3,06 a 32,13



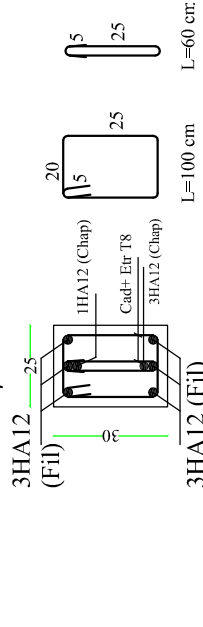
Coupe 1-1



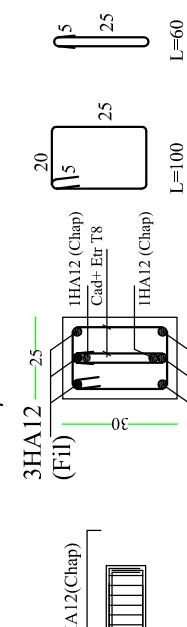
Coupe 2-2



Coupe 3-3



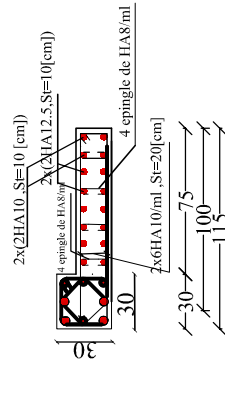
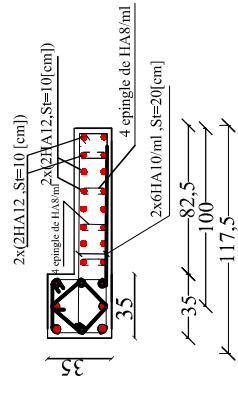
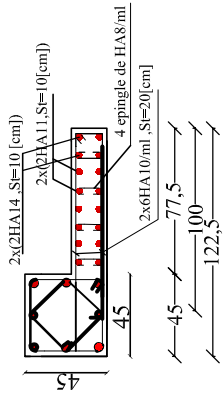
Coupe 4-4



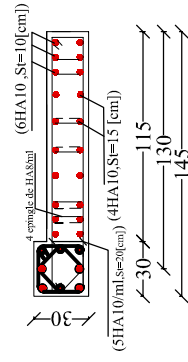
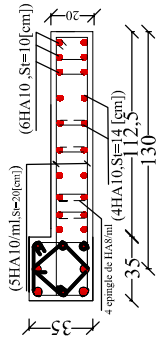
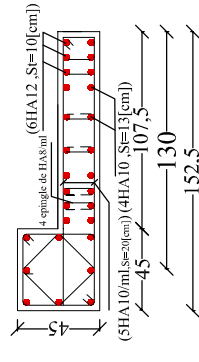
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE: -Collège Et renouillage poutres	ECHELLE: 1/100 1/50 1/25	PROMOTION: 2018/2019
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION D'INHABILITATION ET COMMERCE	DOSSIER: GENIE CIVIL PLANCHER N°12	ENCADRE PAYS: ALGERIE	ENCADRE PAYS: ALGERIE	ENCADRE PAYS: ALGERIE
DESSINE PAR: MEHADIAZ BOUSSAD	VERIFIE PAR: MEHADIAZ BOUSSAD	ENCADRE PAYS: ALGERIE	ENCADRE PAYS: ALGERIE	ENCADRE PAYS: ALGERIE

# plan de ferrailage des voiles

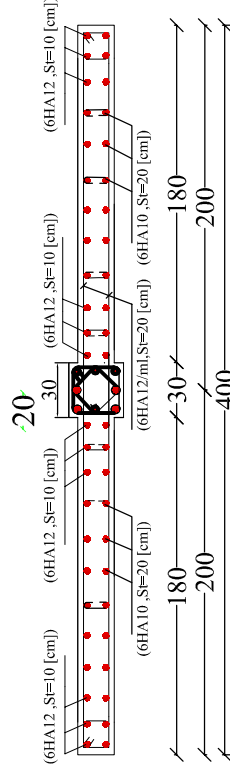
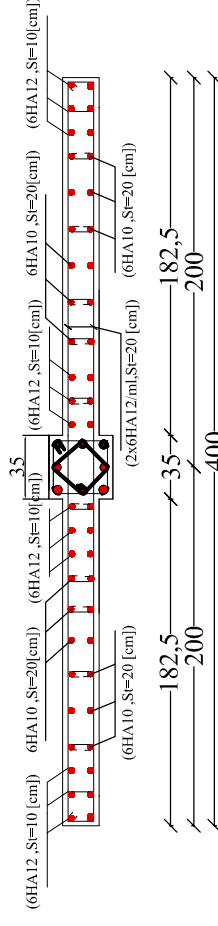
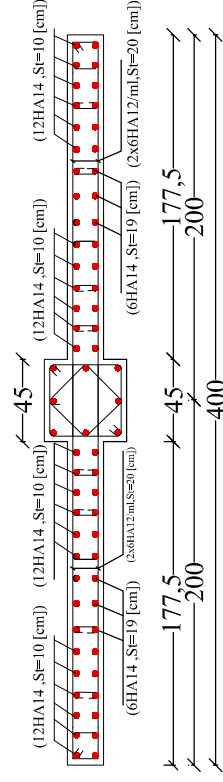
voile longitudinal (axe AetE) : VL1=1m



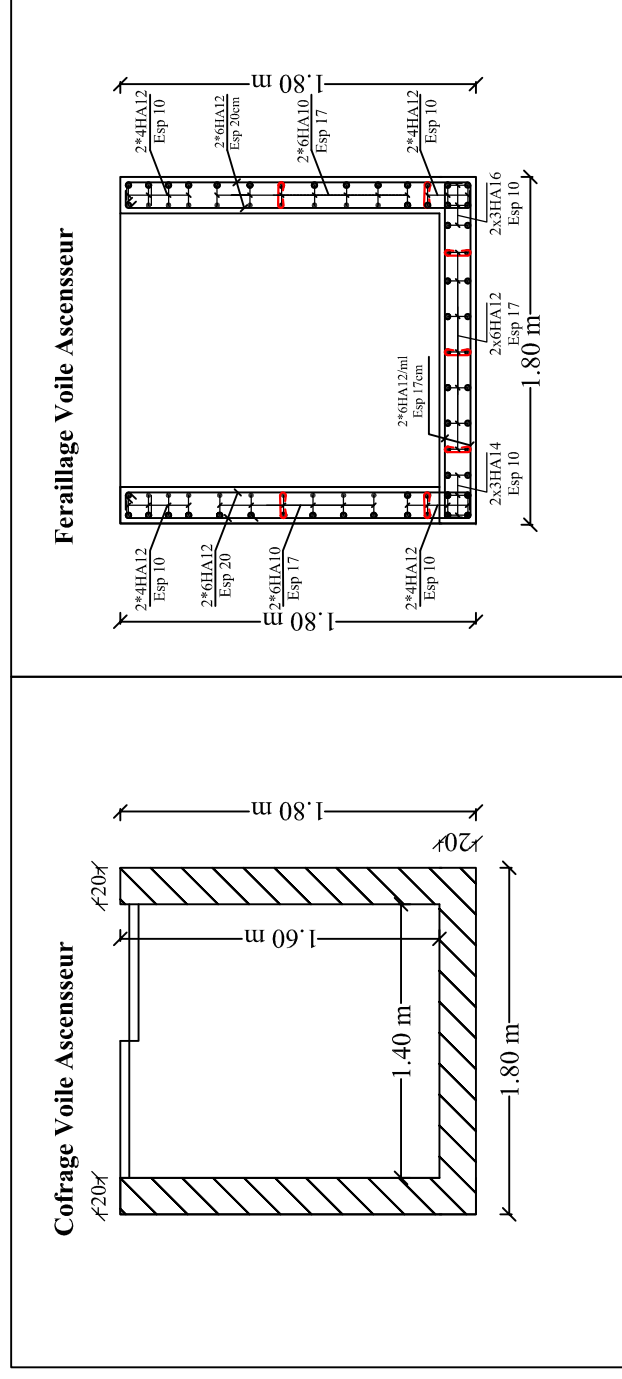
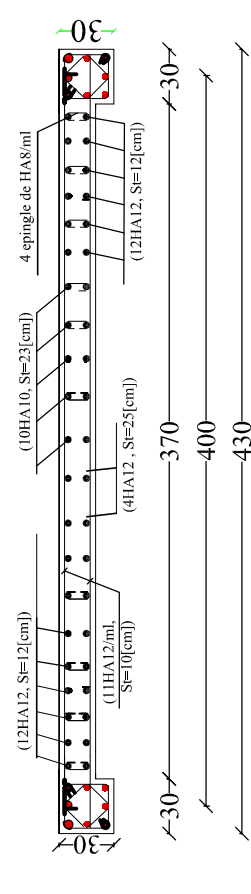
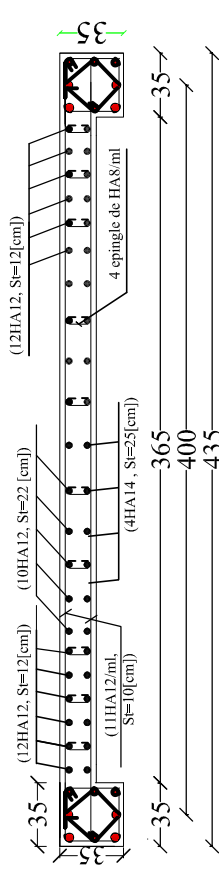
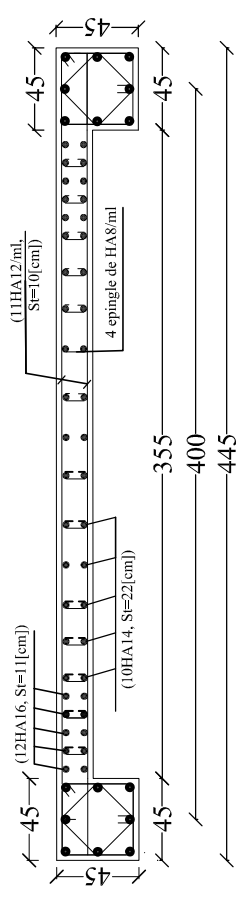
voile longitudinal (axe A) : VL3=1,30m



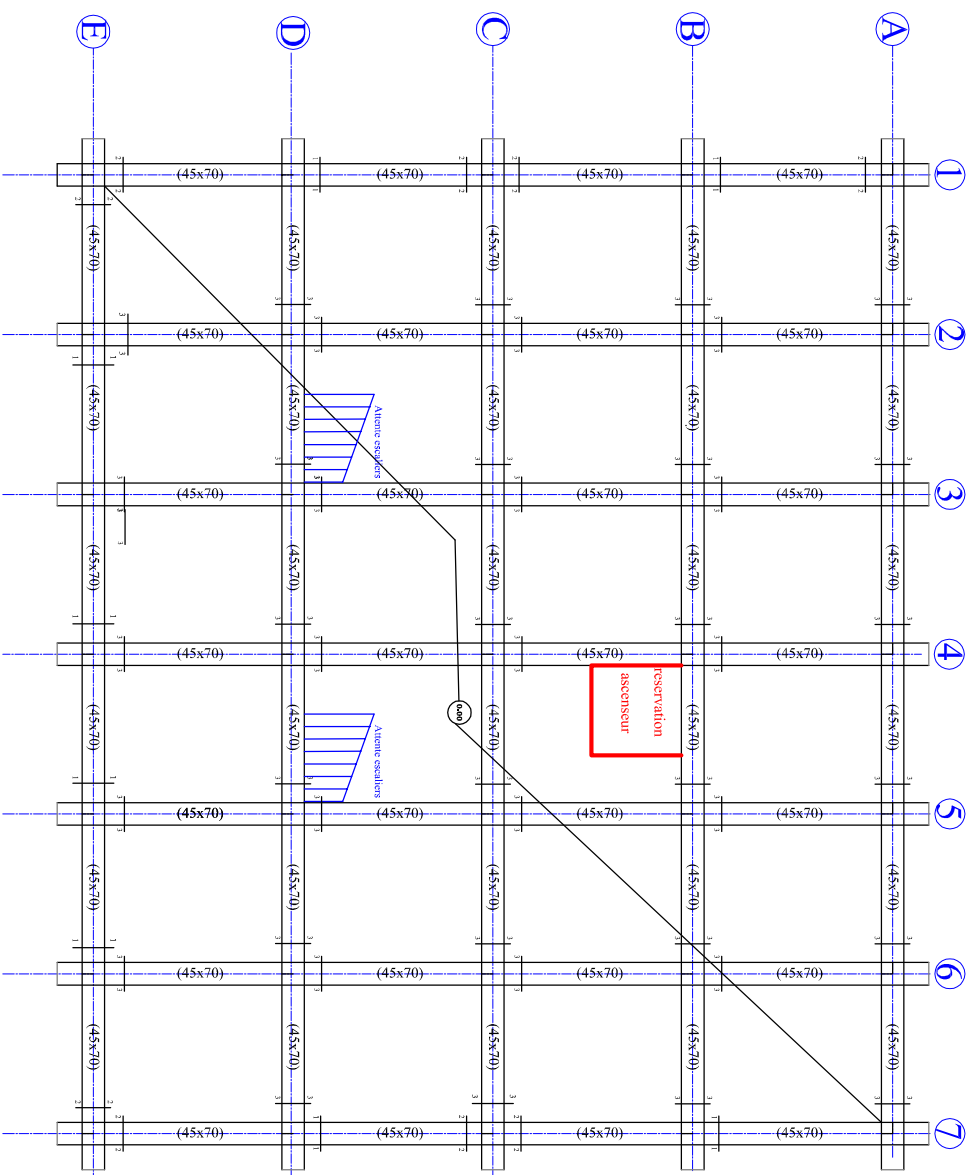
voile longitudinal (axe C) : VL2=2m



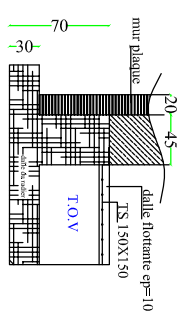
voile transversal (axe 1et2) : VL4=4m



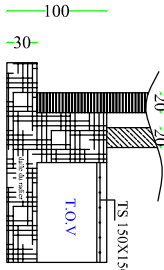
# -Plan De Coffrage Fondation



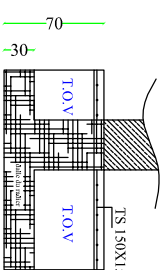
coupe 1-1



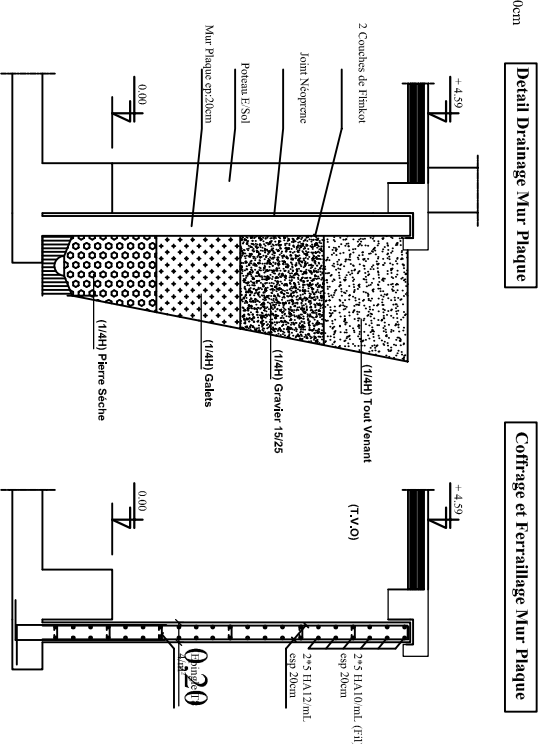
coupe 2-2



coupe 3-3

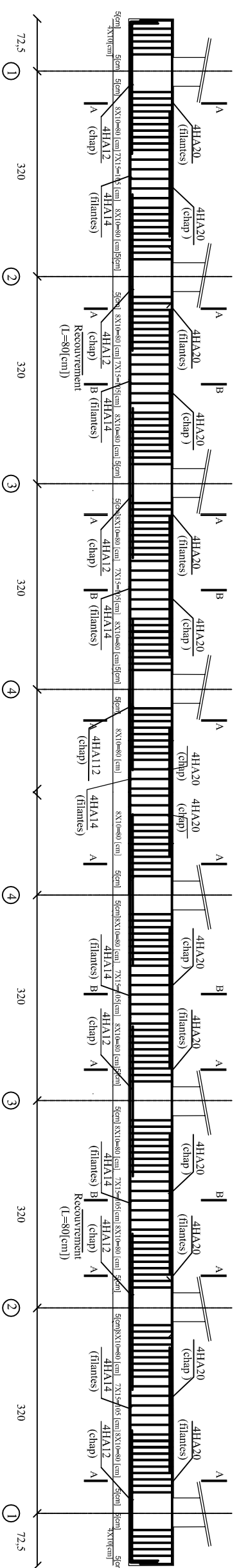


## -Coffrage Et Ferrillage Mur Plaque

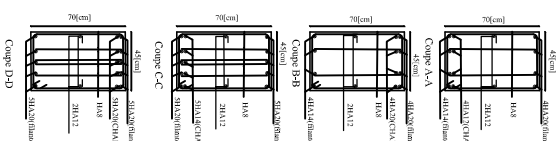
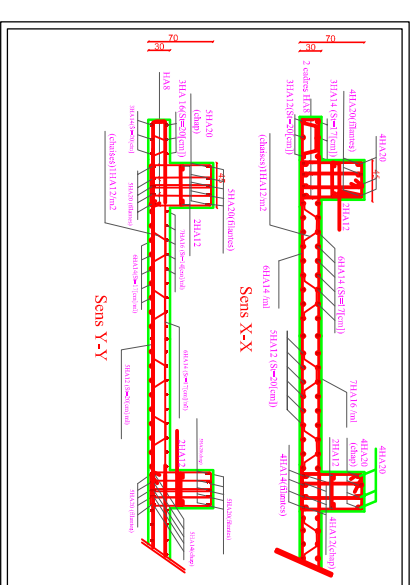
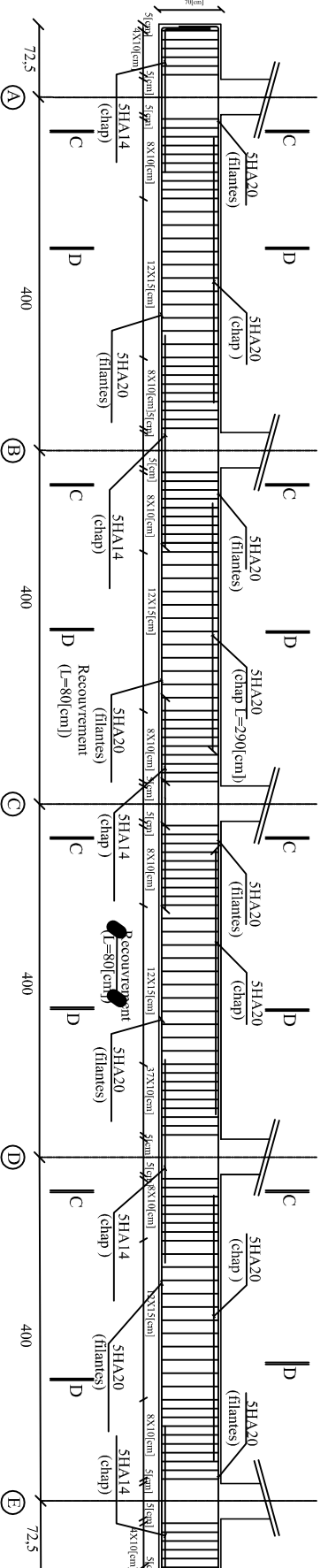


Cunette en béton  
Dose a 300kg/m<sup>3</sup>

### Sens Longitudinal



### Sens transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN BTON ARMÉ ET EN ALU  
DISTRIBUTION ET COMMERCE

TITRE: <Coffrage Et Ferrillage fondations (castles)>

DOSSIER: GENIE CIVIL

PLANGIERE: N°12

ECHELLE: 1/100 / 5/80 / 2/5

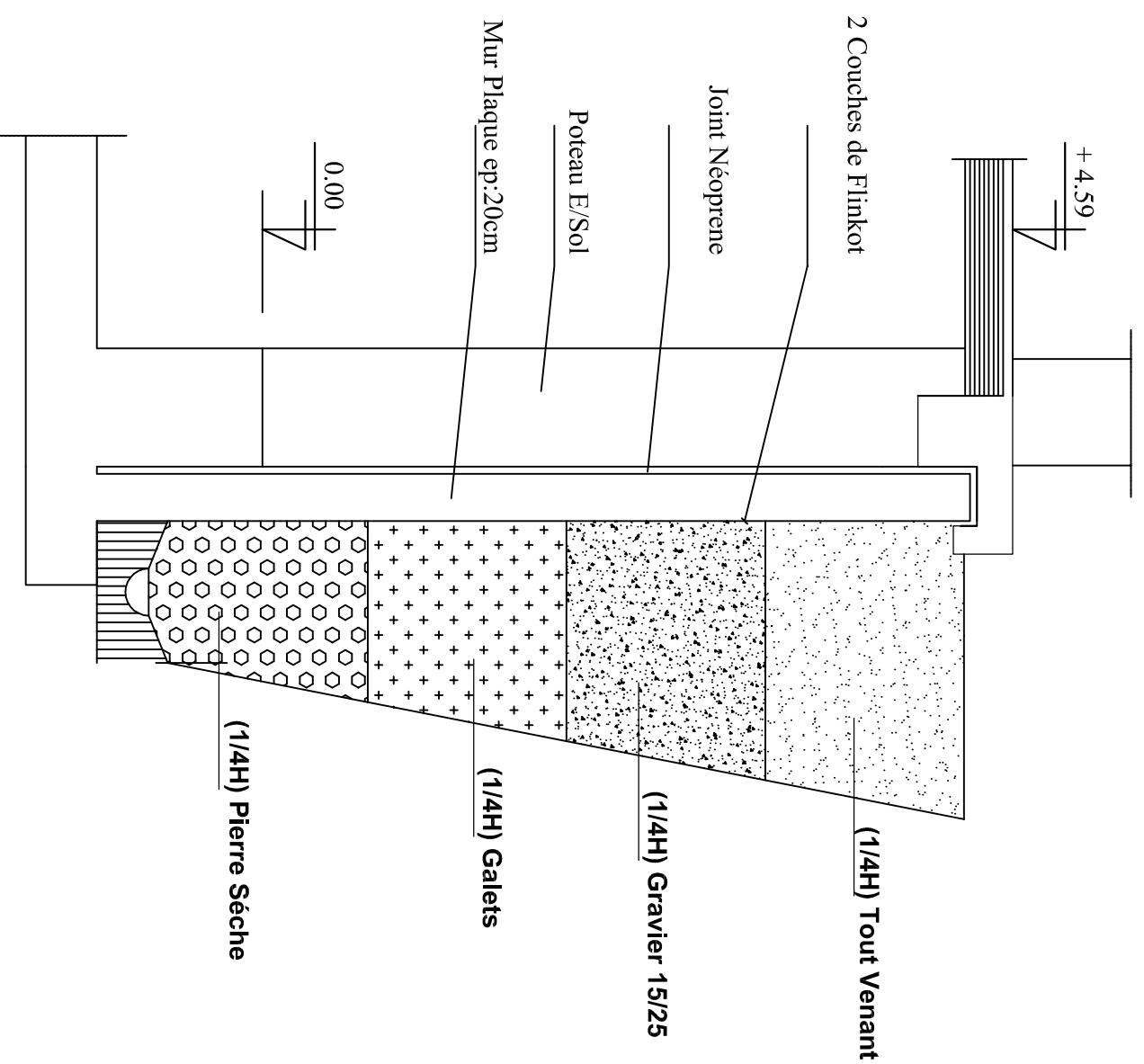
DESSINER: ENCARRE PARE MICHALIN

PROJOTEUR: ENCARRE PARE MICHALIN

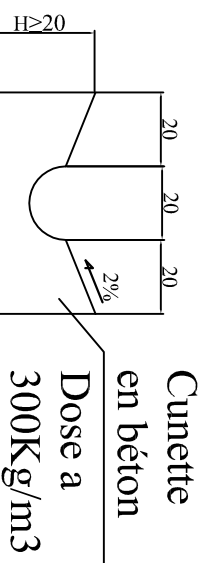
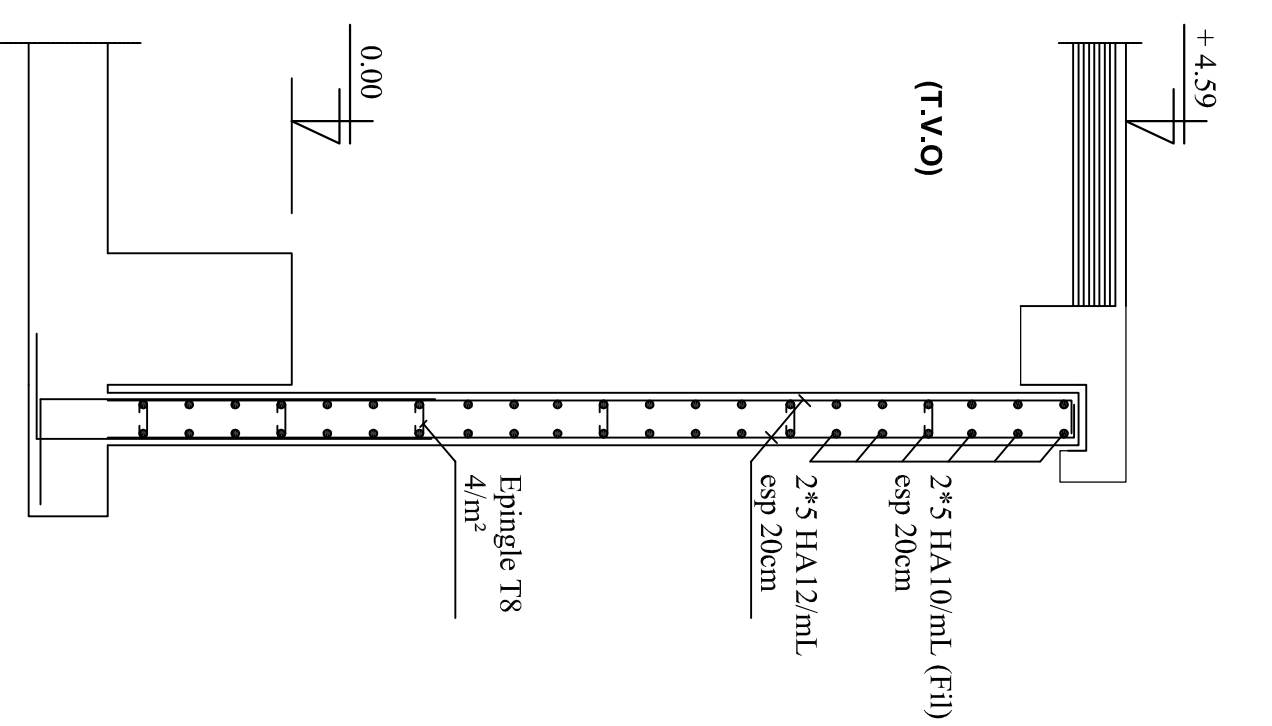
PROJOTON: 2018/2019

# -Coffrage Et Ferrailage Mur Plaque

Detail Drainage Mur Plaque



Coffrage et Ferrailage Mur Plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-TOUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
PROJET ENQUETE ET CONSTRUCTION EN REHABILITATION ET ASSISE D'HYDRANTION ET COMMERCE	TITRE -détail coffrage et ferrailage de mur plaque		
POSSIBLE GENIE CIVIL	SOLDEZ/DE: mur plaque	ESCALE: 1:50	
PRESIDENT PALE: MERTASER KAMAL MERTASER BOUSSAD	MENCANTER PALE: MERTASER A	PRODIGE: 2018/2019	