REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Théme

Etude d'une Structure R+7+Sous-sol à usage d'habitation et commercial contreventée par voile.



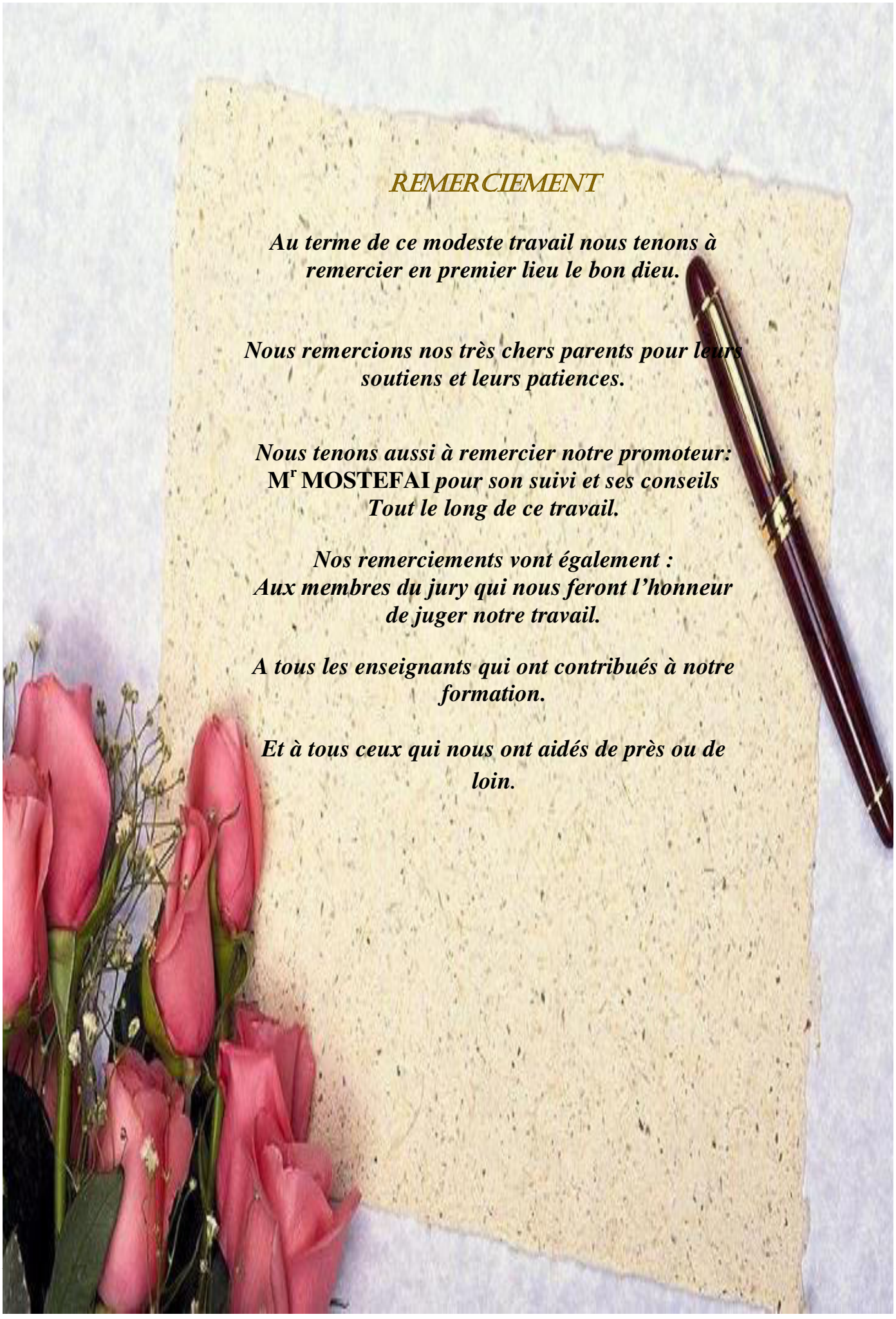
Etudié par :

M^elle : HAROUN Fetta

M^r : IAOUDREN Abd El Melik

Dirigé par : M^r MOSTEFAI.

Année 2015/2016



REMERCIEMENT

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

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

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur:
M^r^ MOSTEFAI ***pour son suivi et ses conseils Tout le long de ce travail.***

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

A tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.

A mes chers frères : Hakim, Lamin, Zizo.

A ma chère sœur : Lila, Yamina, Fatiha.

A ma belle-sœur : Kahina

Sans oublier mes anges : Aghiles, Alicia, Mouhmed, Manix,

Mouhmed amine, Eliana.

A mon binôme Malek et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2015-2016.

A tous ceux qui m'aiment.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté,lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.

A mes chers frères :Mahmoud,Abd rahmane ,bélaid .

A ma chère sœur :Fariza.

A mon binôme Fetta et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2015-2016.

A tous ceux qui m'aiment.

Malek.

Chapitre I

Fig.I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU) …..…….……4

Fig.I.2 diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS …...……..5

Fig.I.3. Diagramme déformations-contraintes des aciers.……..…….8

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.……9

Figure II.2 : Schéma de la poutre.……..10

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1du RPA99 (modifié 2003)…….11

Figure II.3: Coupe verticale du plancher terrasse..…… 12

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse..…….. 12

Figure II. 4: Coupe verticale du plancher d'étage courant..……...……13

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant...……..13

Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur..……..13

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur...……...…14

Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur..…… ……..14

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur..…….14

TABLEAU II.8 : charges d'exploitation.……...15

Fig.II.7 : Surface d'influence.……15

Figure II.8: Loi de dégression des surcharges d'exploitation..……...16

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.…….……..17

Fig.II.9 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.……17

Tableau II .10 : récapitulatif de la descente de charge..…..…….18

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)…….20

Figure II.10: Coupe de voile en plan.…….22

Figure II.11: Coupe de voile en élévation.…….22

Chapitre III

Fig.III.1.1:l'acrotère....……..24

Fig.III.1.3 : Diagrammes des efforts internes……....25

Fig.III.1.2 : Schéma de calcul……....26

Fig.III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère…….....31

Fig. III.2.1 : Schéma de l'escalier…….32

Fig.III.2.2.-Schéma statique de calcul à l'ELU……34

Fig.III.2.3.-Schéma statique de calcul à l'ELS…….34

Fig .III.2.4.- Diagramme des efforts internes à l'ELU…….36

Fig.III.2.4-Diagrammes des moments fléchissant……..…….....41

Fig.III.2.5-Ferraillage de l' escalier……..44

Fig. III.3: Schéma de la poutre palière…...…….....45

Fig III.3.1 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU…….……..46

Fig.III.3.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS……..49

Fig. CHAPIII.3.4 : ferraillage de la poutre palière..……....51

Fig. III.5.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux……....57

Fig.III.5.2 : Treillis soudés (200×200)…….....58

Fig.III.5.3 : schéma de la table de compression……....60

Figure III.5.4 schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis……..62

Fig.III.5.5 Diagramme des efforts tranchants……64

Fig.III.5.6 Diagramme des efforts tranchants……...69

Fig.III.5.7 Diagramme des moments fléchissant……...70

Fig.III.5.8 section en Té…….72

Fig.III.5.9 Ferraillage du plancher en corps creux…….75

Fig.III.5.10 Ferraillage de la poutrelle…….....75

Fig.III.5.11 Ferraillage en coupe.....75

Fig.III.6.1 schéma statique de la salle machine.....75

Fig. III.6.2 : Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine…….……....85

Chapitre IV

Fig.IV.1-Icône d'ETABS.....88

Fig.IV.2-fenêtre de dialogue……..88

Fig.IV.3- Choix des unités……88

Fig.IV.4-choix de géométrie de base……88

Fig.IV.5-introduction des lignes de grille……....89

Fig.IV.6- Introduction le nombre des portiques.…….……..89

Fig.IV.7-Introduction des distances selon x-x et y-y..……90

Fig.IV.8-Introduction des hauteurs selon les différents étages..……90

Fig.IV.9-les lignes de grille de la structure……91

Fig.IV.10-introduction des hauteurs qu'on veut ajouter……91

Fig.IV.11-définition du matériau CONC (béton).……..92

Fig.IV.12- définition des propriétés du matériau CONC (béton).……..92

Fig.IV.13-définition des propriétés du matériau other.……..92

Fig.IV.14-définition des sections……...93

Fig. IV.15-définition des sections rectangulaires…..……..…93

Fig. IV.16-choix de la nature de la section et l'enrobage……94

Fig.IV.17- propriété de la section à considérer.……94

Fig.IV.18- ajout de la section en Té……...94

Fig.IV.19-les propriétés de la section en Té.……..…..….95

Fig. IV.20-création de nouveau voile.……..95

Fig.IV.21-propriétés du voile……....95

Fig.IV.22-création de nouvelle dalle……95

Fig.IV.23-propriétés de la dalle……..……..…95

Fig.IV.24-création des poutres……...……...96

Fig.IV.25-création des poteaux……...……..…96

Fig.IV.26création des voiles……..…....96

Fig.IV.27-création des dalles pleines……96

Fig. IV.28-nom des charges permanentes.……....97

Fig.IV.29-nom des charges d'exploitations.……..97

Fig.IV.30- le spectre……..98

Fig.IV.31-définition de spectre……..99

Fig.IV.32-la réponse de spectre……....99

Fig.IV.33-ajout de spectre selon x……....99

Fig.IV.34-ajout de spectre selon y……....99

Fig.IV.35-la méthode de chargement…….....100

Fig.IV.35-création des combinaisons…..……....100

Fig.IV.36-encastrement des appuis……....101

Fig.IV.37- le pourcentage de participation des charges……..101

Fig.IV.38-spécification de diaphragme de chaque plancher……...102

Fig.IV.39-schéma final de notre structure en 3D……103

Chapitre V

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....118

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par RPA.....119

Tableau V.3 : Choix des armatures longitudinales……...125

Diagramme des moments fléchissants à l'ELU……...132

Digramme des moments fléchissants en situation accidentelle.....……133

TABELEAU 1 : Ferraillage des poutres principales……..133

Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.....134

Digramme des moments fléchissant en situation accidentelle.....134

TABELEAU 1 : Ferraillage des poutres principales ……..…135

Diagramme des contraintes……141

Diagramme des contraintes……141

Diagramme des contraintes……142

Fig.V.3.2.8: Disposition des armatures verticales dans les voiles……143

Figure : Ferraillage de voile VY2……..147

Figure : Ferraillage de voile VY4……..148

Chapitre VI

Tableau VI.1: contrainte admissible des différents sols…….151

Tableau VI.2: Surface de semelles filantes sous voiles……..…….……...153

Tableau VI.3: Surface de semelles filantes sous poteaux……...153

Fig.VI.4: Diagramme des contraintes…..……159

Fig.VI.5: Périmètre utile des voiles et des poteaux…..……161

Tableau VI.6 : Identification des panneaux…….…….……..……163

Tableau VI.7 : Ferraillage du panneau à l'ELU...…….……..165

Tableau VI.8: Calcul des moments Mx et My à l'ELS.....……..166

Fig.VI.8: Schéma statique d'un débord.....…….167

Tableau VI.9: Ferraillage à l'ELU……..169

Fig.VI.9: Présentation des chargements simplifiés…….170

FigVI.10:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U…..……173

FigVI.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U……..……..……..174

FigVI.12:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S..……175

FigVI.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S..……..176

FigVI.14:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U…….178

FigVI.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U…..…….179

FigVI.16:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S.....……181

FigVI.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S..……..182

Chapitre VII

Fig.VII.1 : Diagramme des contraintes en (t/m^2)……187

Tableau VII.1 : Pressions des terres sur le voile périphérique……...…….187

Fig.VII.2: Schéma statique d'un voile périphérique..…….188

Tableau VII.2 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELU...……..188

Tableau VII.3 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELS…….……....189

Tableau VII.4 : Ferraillage adopté en travées et aux appuis…….……..189

Tableau VII.5: calcul des contraintes sens X-X…….191

Tableau VII.6: calcul des contraintes sens Y-Y…….192

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux……01

Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....……09
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....10
II.4. Pré dimensionnement des poteaux …...……17
II.3. Pré dimensionnement des voiles ...……...22

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. L'acrotère…….....24
III.2. Les escaliers……32
III.3. Calcul de la poutre palière…….....45
III.4. Le balcon.……52
III.5. Les planchers.…….....57
III.6. La salle machine.……75

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification……..86

Chapitre V: Ferraillage des éléments de contreventements

VI.1.Ferraillage des poteaux 118
VI.2.Ferraillage des poutres 130
VI.3.Ferraillage des voiles 140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure……..149

Chapitre VII : Etude du voile périphérique……..…….……...186

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considérer parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I .1 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+7+sous-sol) à usage d'habitation et commerciale, implanté à Mekla Wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone moyenne sismicité (zone **II**a) .selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble S_3 d'une contrainte admissible $\sigma = 2$ bar

.

- **La structure en question comporte :**

- Sous-sol et RDC à usage commerciale.
- 7 étages courants à usage d'habitation.
- Une toiture.
- Cage d'escalier.
- Ascenseur.

I.1.1 : Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont:

- Largeur totale de l'ouvrage est de 15.50m.
- Longueur totale de l'ouvrage est de 24.30m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 25.5m.
- Hauteur du sous-sol 4.08m.
- Hauteur du RDC 4.08m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère 26.1m.

I.1.2. Les éléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

L'ossature de cet ouvrage constituée de :

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

Ces deux éléments assurent la fonction porteuse et le contreventement.

b) Les planchers :

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

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

c) Les escaliers :

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

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

e) La maçonnerie :

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

f) Le revêtement :

Carrelage graniteux pour le sol et les escaliers d'épaisseur de 2cm.

Une couche de plâtre de 2 cm pour les murs intérieurs, 3cm pour les plafonds.

g) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

h) L'acrotère :

Il existe au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm.

I) Système de coffrage :

On utilisera un coffrage traditionnel en bois et un coffrage métallique de façon à limite le temps d'exécution.

J) Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle, il soulage les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles). Comme ils assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

K) Les fondations :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I.1.3. Etude géotechnique :

D'après les essais enregistrés par le laboratoire spécialisé, le site d'implantation est le **S3.**

I.1.4. Groupe d'usage :

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

I.1.5. Principes des justifications :

L'étude de cet ouvrage doit être justifié par :

- Le règlement Parasismique Algérien (RPA99, révision 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91 modifier 99.

- Document technique réglementaire (DTR) et document technique unifié (DTU).

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Introduction :

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

I.2.1. Le béton :

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton présent une relative bonne résistance à la compression. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique.
À partir de ces résultats, on définit la résistance caractéristique de béton à 28 jours
Noté *fc28*. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton < 28 jours, sa résistance à la compression ce calcule comme suite :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} ; pour : f_{c28} \le 40[MPa]. \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}4 + 0{,}95j} f_{c28} ; pour : f_{c28} \ge 40[MPa]. \end{cases}$$

(Art.A.2.1.11, BAEL 91)

Pour notre projet on prend la résistance caractéristique de béton à 28 jours égale :
fc28= 25 [MPa].

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique de béton à la traction à j jours, noté *ftj* est conventuellement donnée par la relation suivante et vérifier par l'article (Art. A.2.12, BAEL 91).

$$f_{tj} = 0.6 + 0{,}06 f_{cj} \ [MPa]$$

c) Contrainte limite du béton à la compression :

❖ **A l'ELU :**

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

$$f_{bc} = \frac{0.85\, fc28}{\theta \gamma b}$$

γb : Coefficient de sécurité partiel
γb = 1,15 si la situation est accidentelle.
γb = 1,5 si la situation est courante.
θ : Coefficient d'application

θ= 0.85 si t < 1h

θ= 0.9 si 1h ≤ t ≤ 24h

θ= 1 si t > 24h

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

❖ **A l'ELS :**

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

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28}$
$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15$ [MPa]**.**

d) Contrainte limite de cisaillement :
La contrainte limite tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

Vu : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à l'ELU)
b : valeur de la longueur de la section cisaillée
d : valeur de la hauteur utile (d=h-c)
Cette valeur de (τ_u) ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
τ_u= min (0,13*fc28 ;* 5 [MPa]) pour les fissurations peu nuisibles.
τ_u= min (0,10 *fc28 ;* 4[MPa]) pour les fissurations préjudiciables et très préjudiciables.

e) Diagrammes contraintes– déformations :

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

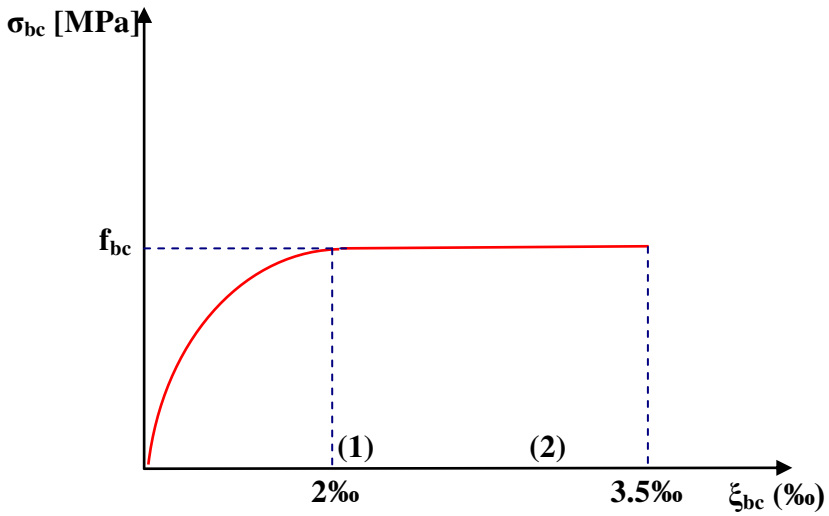


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

❖ **ELS :**

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



Fig. I.2 diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS

f) Module d'élasticité :

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

g) Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformations longitudinales :

❖ **Module de déformation instantané**

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

Eij = $11000\sqrt[3]{fcj}$ (Chargement de courte durée).

Ei28 = $11000\sqrt[3]{fc28}$ = 32164,2 MPA**,** Pour *fc28*= 25[MPa].

❖ **Module de déformation différée**

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

Evj = $370\sqrt[3]{fcj}0$ (Art. A.2.1.22, BAEL 91)

Ev28 = $3700\sqrt[3]{fc28}$ = 10818, 87 [MPa].

h) Module de déformation transversale :

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

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

Avec :

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

❖ **Coefficient de poisson :**

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

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

❖ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de :
- 2300 à 2400 [daN / m^3] s'il n'est pas armé.
- 2500 [daN / m^3] s'il est armé.

I.2.2. Les Aciers :

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

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

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à Es = 200000 [MPa].
(Art.A.2.2, 1 de BAEL 91)

b) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal $\vartheta = 0.3$

c) Contraintes limites des aciers :

❖ **Contrainte limite ultime :**

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

$$\sigma_{gt} = \frac{Fe}{\gamma s}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\sigma_{gt}}$: contrainte admissible de l'élasticité de l'acier.
- Fe : limite d'élasticité garantie si la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle 2‰.
- γs : coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1{,}5 & \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{cases}$$

❖ **Contrainte limite de service :**

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

➢ **Fissuration peu nuisible :**

C'est le cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire.
$\sigma_s = f_e/\gamma s$ (Art.4.5, 32 de BAEL 91 modifier 99).

➢ **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\sigma_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_e}\right\} \quad [MPa]$$

Avec :
η : Coefficient de fissuration.
η = 1,6 pour les HA de Ø > 6 mm,
η = 1,3 pour les HA de Ø < 6 mm,
η = 1 pour les rl.

➢ **Fissuration très préjudiciable :**

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

$$\sigma_{St} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \quad [MPa]$$

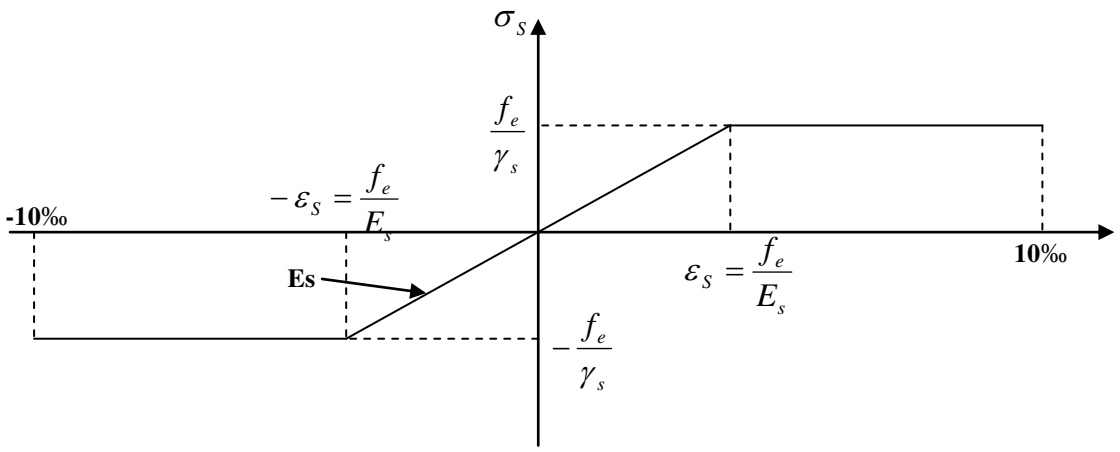


Fig. I .3. Diagramme déformations-contraintes des aciers

d) Protection des armatures :

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

- **5 [cm]** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.
- **3 [cm]** : pour les parois soumises à des actions agressives ou des intempéries ou des condensations.
- **1 [cm]** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est aux moins égales à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (Art-7.2, 4) afin de permettre le passage d'aiguille vibrante, il convient de lisser les espacements d'au moins 5 cm (Art, 7.2, 8).



CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

Introduction :

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

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

II.1- Plancher en corps creux :

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

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

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

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

L_{max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis suivant le sens des poutrelles.
h_t : épaisseur de la dalle

Le RPA nous impose pour la zone II_a une section transversale des poteaux de 25x25.
Dans notre cas :
$L_{max} = 380-25= 3.55$
D'où : $h_t = 355/22.5 = 15.78$ [cm]

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

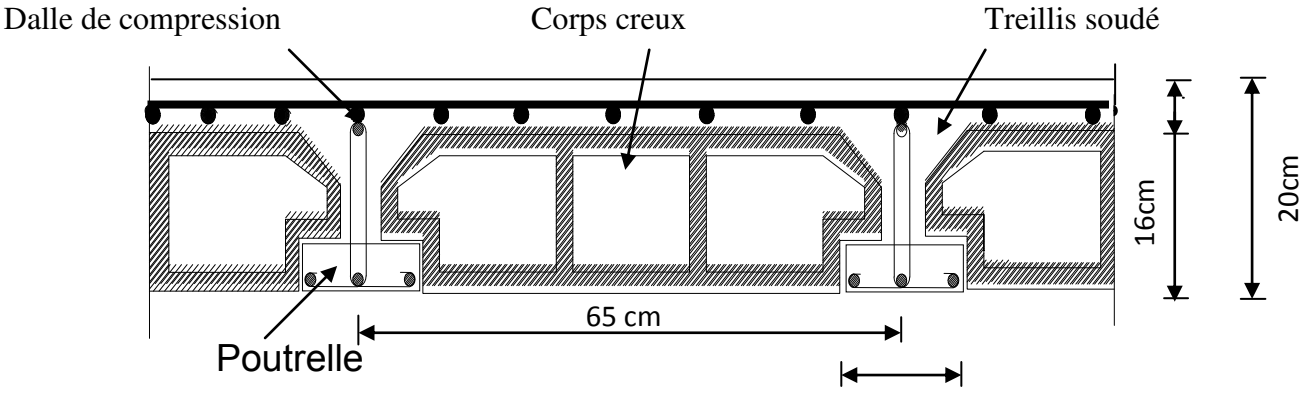


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

II.2-Dalle pleine :

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

$e_p \geq L/10$

Avec :

- L : porté libre
- e_p : épaisseur de la dalle

On a l=1.35 [m]

$e_p \geq 135/10 = 13.5$ [cm]

On adoptera une épaisseur de **15 [cm]**

II.3-Pré dimensionnement des poutres :

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

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

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

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

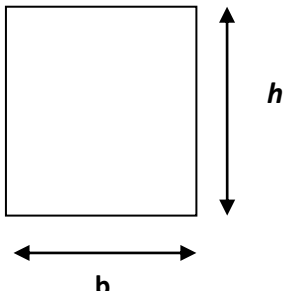


Figure II.2 : Schéma de la poutre

h_t : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

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

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

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

II.3.1- Poutre principal (sens transversal):

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

On a $L_{max} = 460-25 = 435$

$435/15 \leq h_t \leq 435/10$ on prend **$h_t = 40$ [cm]**

La largeur de la poutre est :

$0.4(40) \leq b \leq 0.7\ (40)$ on prend **b = 30 [cm]**

II.3.2-Poutre secondaire (sens longitudinale) :
On a L_{max} =380-25=355
355/15 ≤ h_t ≤ 355/10 on prend **h_t = 35[cm].**
La largeur de la poutre est :
0.4(35) ≤ b ≤ 0.7 (35) on prend **b = 25[cm].**

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30cm$	40[cm]	35 [cm]	Vérifiée
$b \geq 20cm$	30 [cm]	25[cm]	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1 .33	1.4	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1du RPA99 (modifié 2003)

❖ Conclusion :

Les dimensions retenues sont :
Poutres principales :
$\begin{cases} h_t = 40 \text{ [cm]} \\ b = 30\text{[cm]} \end{cases}$
Poutres secondaires:
$\begin{cases} h_t = 35 \text{ [cm]} \\ b = 25\text{[cm]} \end{cases}$

II.4- Evaluation des charges et surcharges :
Les poids volumiques des éléments constituants les planchers et les murs ainsi que Les charges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**

II.4.1- Charges permanentes

a) Plancher terrasse

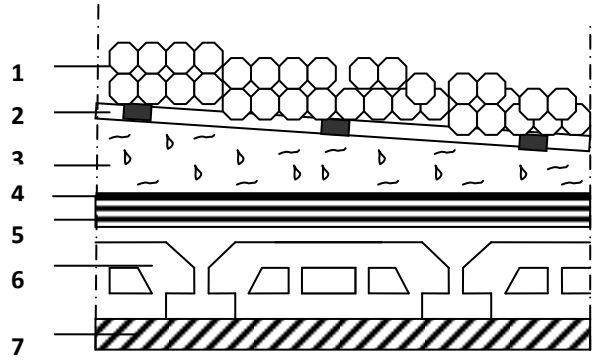


Figure II.3: Coupe verticale du plancher terrasse

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charges G (KN/m^2)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**5.83**

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

b) Plancher d'étage courant :

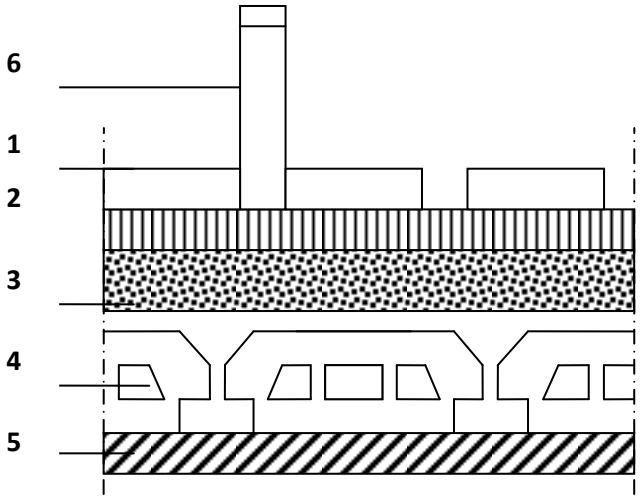


Figure II. 4: Coupe verticale du plancher d'étage courant

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charges G (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_c				**5 .56**

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

c) La maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

- **Murs extérieur**

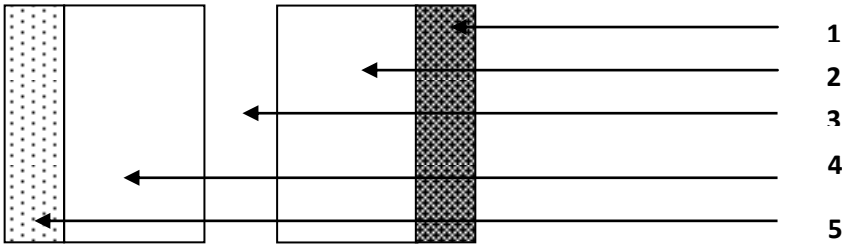


Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charges G (KN/m^2)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.1	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**2.36**

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

- **Murs intérieurs :**

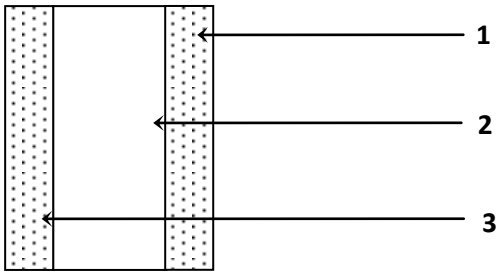


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	Charges G (KN/m^2)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**1.30**

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

II.4.2-Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m²)
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher du RDC (commercial)	3.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

TABLEAU II.8 : charges d'exploitation

II.5 .1-Surfaces d'influences :

La surface revenant au poteau le plus sollicité est :

$S' = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$S' = (1.9 * 1.5) + (1.6 * 1.5) + (1.9 * 2.3) + (1.6 * 2.3) = 13.3\ [m^2]$.

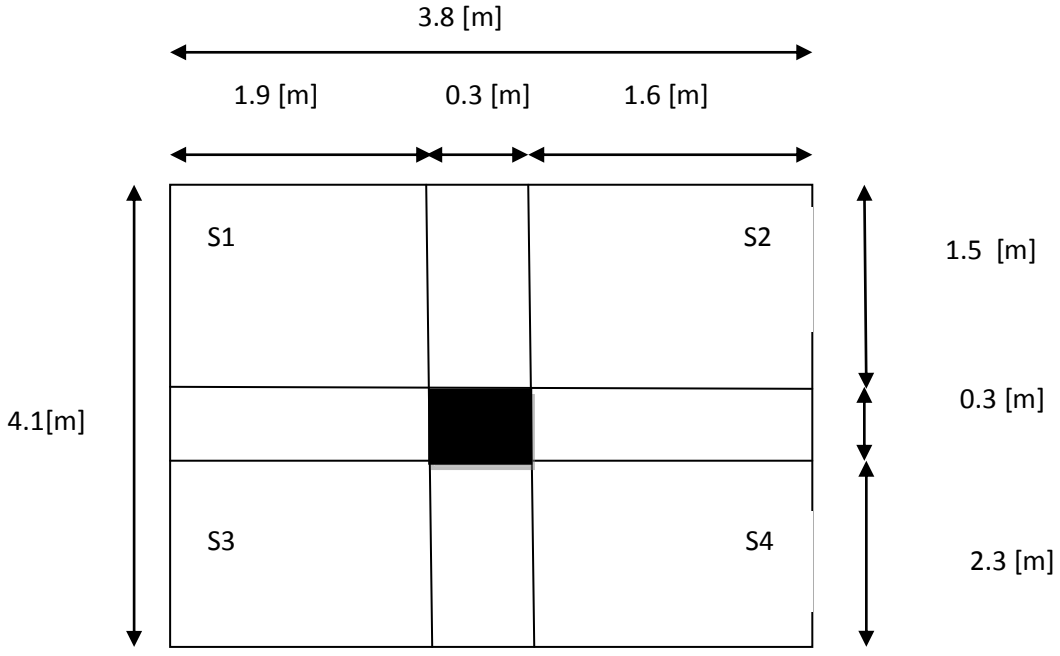


Fig. II.7: Surface d'influence

II.5.2 -Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

Plancher :

- **Plancher terrasse :**
  G_t=13.3* 5.83= 77.54 [KN].
- **Plancher courant**
  G_c= 13.3*5.56 =73.95 [KN].

Poutres :

- **Poutres porteuses**
  G_{pp} = (0.3* 0.4) (4.1 – 0.30)25 =11.4 [KN].
- **Poutres secondaires**
  G_{ps}= (0.35 *0.25) (3 .8 – 0.30)25 =7.6 [KN].

Poids total des poutres : $\mathbf{G_p = G_{pp} + G_{ps} = 19[KN]}$

Poteaux :

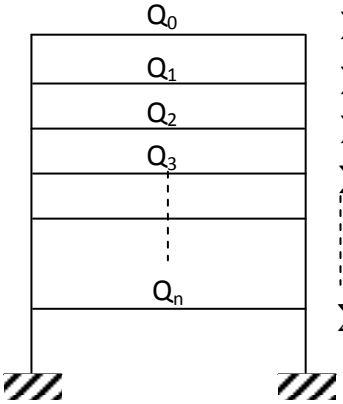
- Poteau de l'étage courant : **P** = 0.25x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 [KN].
- Poteau du sous-sol et RDC : **P=**0.25x0.25x4.08x25= 6.38 [KN].

II.6-Dégression verticale des surcharges d'exploitations :

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $$\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + ...Q_n) \quad pour \quad n \geq 5$$

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1à7).
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.
n: numéro de l'étage du haut vers le bas.



$$\sum_0 = Q_0$$
$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$
$$\sum_2 = Q_0 + 0.95.(Q_1 + Q_2)$$
$$\sum_3 = Q_0 + 0.9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$
$$\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + ...Q_n) \quad pour \quad n \geq 5$$

Figure II.8: Loi de dégression des surcharges d'exploitation

❖ **Surcharge d'exploitation** :

Plancher terrasse accessible: 1.5x13.3= 19.95 [KN].
Plancher d'étage à usage d'habitation : 1.5x13.3 = 19.95 [KN].
NB : tous les planchers ont la même surcharge Q=19.95 [KN].

Mais dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étage, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charge d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiqués ci-dessous :
Pour la terrasse…….Q0
Pour le dernier étage ……Q
Pour l'étage immédiatement inférieur……0.9Q
Pour l'étage immédiatement inférieur……0.8Q
Et ainsi de suite, en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.
Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages.

- **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	**9**	**8**	**7**	**6**	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**
Coef	**1**	**1**	**0.90**	**0.8**	**0.7**	**0.6**	**0.5**	**0.5**	**0.5**

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

9^{eme} : Q0= 19.95 [KN]

8^{eme} : Q0+ Q1 == 19.95+19.95=39.9 [KN]

7^{eme} : Q0+ 0,9(Q1 + Q2)= 19.95+ 0,9(2x19.95)=55.86 [KN]

6^{eme} : Q0+ 0,8(Q1 + Q2+Q3) = 19.95+ 0,80(3x19.95)=67.83 [KN]

5^{eme} : Q0+ 0,7(Q1 + Q2 +Q3 + Q4)= 19.95+ 0,7(4x19.95)=75.81 [KN]

4^{eme} : Q0+ 0,6(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5)= 19.95+ 0,6(5x19.95)=79.8 [KN]

3^{eme} : Q0+ 0,5(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5 + Q6)= 19.95+ 0,5(6x19.95)=79.8 [KN]

2^{eme} : Q0+ 0,5(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5 + Q6+ Q7)= 19.95+ 0,5(7x19.95)=89.78 [KN]

1^{ere} : Q0+ 0,5(Q1 + Q2 +Q3 + Q4 + Q5 + Q6+ Q7+Q8)= 19.95+ 0,5(8x19.95)=99.75 [KN]

Fig. II.9 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

II.8-Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **NS** tel que **NS = Gcum + Qcum.**
La section transversale poteau le plus sollicité est donné par :
NS : désigne l'effort normal de calcul s'exerce sur une section de béton

$$S \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

S : Section de poteau.

Ns : *Contrainte* limite de service de béton en compression

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28}$ = 15[MPa].

Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥ 25[cm] en zones I et IIa
- ✓ Min (b1, h1) ≥ 30 [cm] en zone IIb et III
- ✓ Min (b1, h1) ≥ he/20
- ✓ 1/4 < b1/h1 < 4

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]	Efforts normaux N=Gc+Qc [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids Des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Gtotale	Gcumulée	Qc		Section trouvée	Section adoptée
7	77.54	19	0	96.54	96.54	19.95	116.49	77.66	30x30
6	73.95	19	4.78	97.73	194.27	39.9	234.17	156.11	30x30
5	73.95	19	4.78	97.73	292	55.86	347.86	231.91	30x30
4	73.95	19	4.78	97.73	389.73	67.83	457.56	305.04	35x35
3	73.95	19	4.78	97.73	487.46	75.81	563.27	375.51	35x35
2	73.95	19	4.78	97.73	585.19	79.8	665.7	443.8	35x35
1	73.95	19	4.78	97.73	682.92	79.8	762.72	508.48	40x40
RDC	73.95	19	6.38	99.33	782.92	89.78	872.04	581.36	40x40
SS	73.95	19	6.38	99.33	881.58	99.75	981.33	654.22	40x40

Tableau II .10 : récapitulatif de la descente de charge

II.8- Rotule plastique :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique (Selon l'article 7.6.2 de RPA 99 Version 2003) que :

Mn + Ms ≥ 1.25 (Mw + Ms).
Comme on ne connait pas le moment on peut l''approcher par :
On a: **σ = Mv/ I**, donc **M = σI/v**
σIpot/v + σIpot/v ≥ 1.25 (σIpout/v + σIpout/v)
Ipot≥ 1.25 Ipout

- **Poutres principales (30x40)**

Ipout= (0.30 x 0.403)/12 = 1.6 x 10^{-3} [m^4]

Ipot ≥1.25 x 1.6 x 10^{-3} =2 x 10^{-3}[m^4].

On commence la condition minimale de RPA :

- **25x25**

IPot = $0.25^4/12$ = 3.25 10^{-4}[m^4] **condition non vérifiée**

- **40x40**

IPot = $0.40^4/12$ = 2.13 10^{-3}[m^4] **condition vérifiée**

- **D'où les sections adoptées sont :**

Sous-sol, RDC, 1er niveau ⇒ (40x40) [cm²]
Niveau 2, 3, 4ème niveau ⇒ (35x35) [cm²]
Niveau 5, 6, 7ème niveau ⇒ (30x30) [cm²]
La descente des charges ne tient pas en compte de l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux tout en vérifiant la rotule plastique.

II.9-Vérification relatives aux exigences du RPA :

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

Min (b, h) ≥ 25cm; en zone IIa
Min (b, h) ≥ he/20
he : la hauteur libre entre étages

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$Min(b,h) \geq 25cm$	$Min(b,h) = 40cm \geq 25cm.$	*Condition vérifiée*
	$Min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm \leq 40cm.$	*Condition vérifiée*
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4.$	*Condition vérifiée*
35x35	$Min(b,h) \geq 25cm$	$Min(b,h) = 35cm \geq 25cm.$	*Condition vérifiée*
	$Min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 35cm.$	*Condition vérifiée*
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4.$	*Condition vérifiée*
30x30	$Min(b,h) \geq 25cm$	$Min(b,h) = 30cm \geq 25cm.$	*Condition vérifiée*
	$Min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 30cm.$	*Condition vérifiée*
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4.$	*Condition vérifiée*

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.9.1 -Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

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

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

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

λ: Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

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

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

B : Section transversale du poteau

lo : Langueur libre du poteau

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L_0\frac{\sqrt{12}}{h} \equiv 2.42\,{}^{l}\!/_{\mathrm{h}}$$

- Poteaux *(40 x 40)* : $L_0 = 4.08\ m.$ $\Longrightarrow$ $\lambda = 24.68 < 50$
- Poteaux *(35 x 35)* : $L_0 = 3.06\ m.$ $\Longrightarrow$ $\lambda = 21.16 < 50$ **conditions vérifiées**
- Poteaux *(30 x 30)* : $L_0 = 3.06\ m.$ $\Longrightarrow$ $\lambda = 24.68 < 50$

❖ **Conclusion *:*** La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.9.2.-Pré dimensionnement des voiles :

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

D'après le règlement **RPA 99 version 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles-les Éléments satisfaisant la condition : **l ≥ 4a**

Avec :

l : longueur du voile
a: épaisseur du voile

L'épaisseur minimale d'un voile : emin = 15 [cm].De plus l'épaisseur est déterminée en Fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

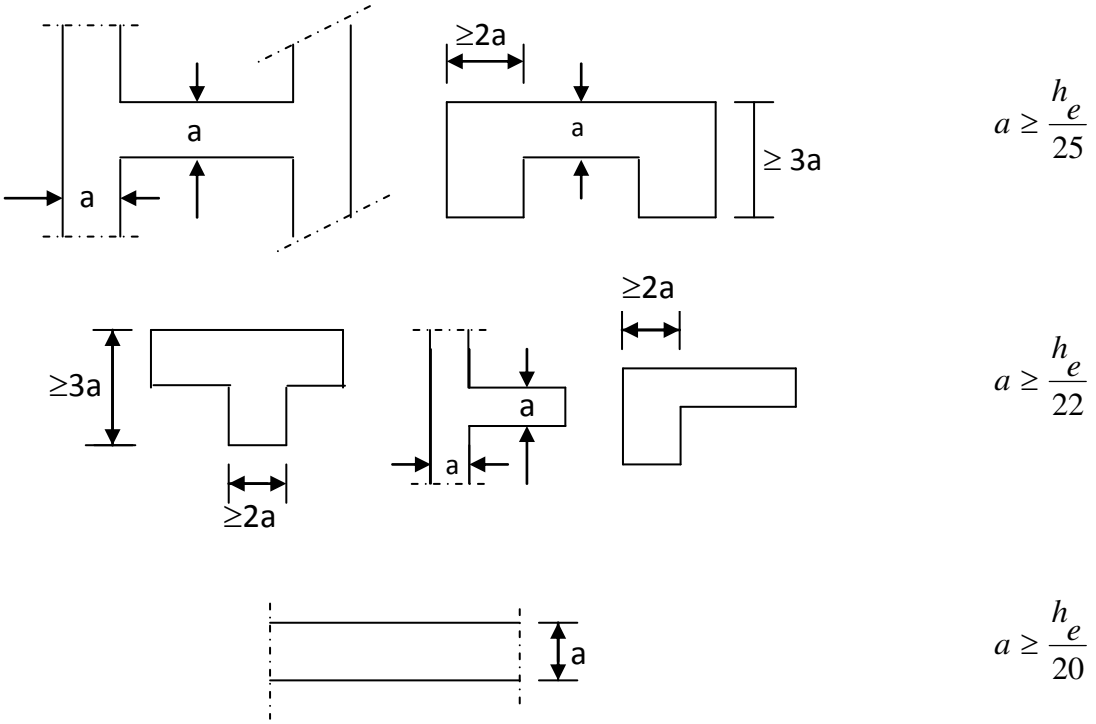


Figure II.10: Coupe de voile en plan

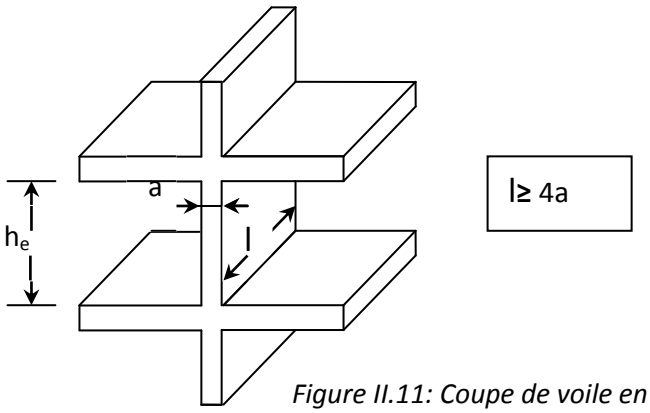


Figure II.11: Coupe de voile en élévation

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}.$$

Soit h la hauteur du sous-sol tel que : h=4.08 [m]
$h_e = h - e_{dalle}$; e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20 [cm]
$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88$[m]

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$a \geq \frac{388}{20} = 19.4[cm].$$

Pour faciliter la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur **a=20[cm]**

- **Longueur du voile :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur l doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur lmin ≥ 4a = 4x20 = 80 [cm]

❖ **Conclusion**

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

- ✓ Plancher en corps creux : **16+4**
- ✓ Epaisseur de la dalle pleine des balcons : **15[cm]**
- ✓ Epaisseur des voiles : **20cm**
- ✓ Poutres :

Poutres principales :

$$\begin{cases} h_t = 40 \text{ [cm]} \\ b = 30\text{[cm]} \end{cases}$$

Poutres secondaires:

$$\begin{cases} h_t = 35 \text{ [cm]} \\ b = 25\text{[cm]} \end{cases}$$

- ✓ poteaux :

$$\begin{cases} \text{Sous-sol, RDC, 1er niveau} \Rightarrow (40\ 40)\ [cm^2] \\ \text{Niveau 2, 3, 4ème niveau} \Rightarrow (35\ 35)\ [cm^2] \\ \text{Niveau 5, 6, 7ème niveau} \Rightarrow (30\ 30)\ [cm^2] \end{cases}$$

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



CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

III.1. L'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort horizontal Q dû à la main courante provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée à l'ELU pour une bande de 1m de largeur et vérifiée à l'ELS.

III.1.1. Détermination des sollicitations

-Poids propre:

$G_{acr} = S \times \rho_b$

On a $\rho_b = 25$ KN/ m^3. (La masse volumique du béton)

$$G_{acr} = 25\left[(0.5\times 0.1)+(0.08\times 0.2)+\left(\frac{0.02\times 0.2}{2}\right)\right] = 1.7[KN/ml]$$

- Surcharges dues à la main courante: (effort horizontal)

Q=1KN/ml.

On prend pour le calcul une bande de 1m.

- Effort normal du au poids propre :

$N_G = G\times 1ml = 1.7\times 1ml = 1{,}7[KN]$

- Effort tranchant :

$T_Q = Q\times 1ml = 1\times 1ml = 1[KN]$

- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$M_Q = Q\times 1\ ml \times H = 1\times 1ml\times 0.6 = 0.6[KN.m]$

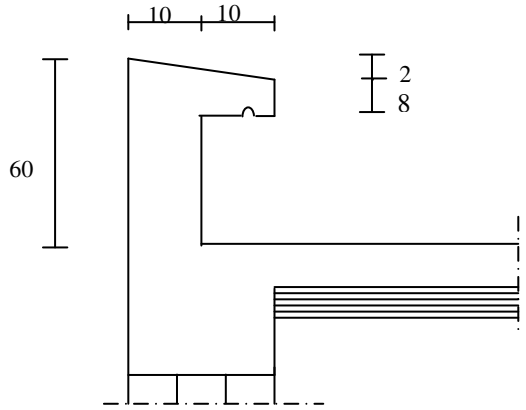


Fig III.1.1 : l'acrotère

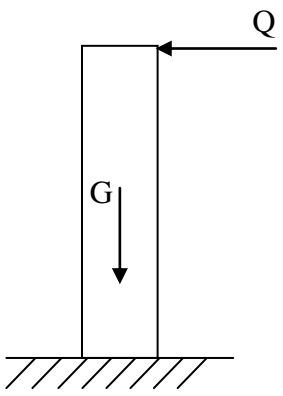


Schéma statique

III.1.4.Diagramme des efforts agissant sur l'acrotère

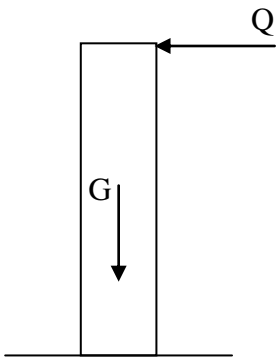


Schéma statique

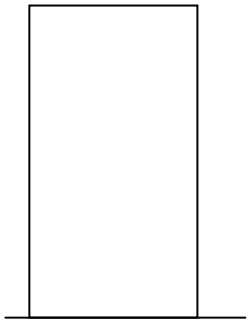


Diagramme de l'effort tranchant due à Q

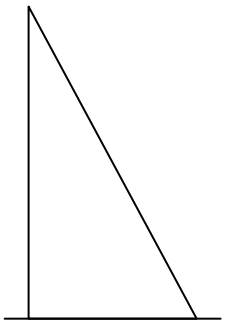


Diagramme de l'effort normal dû à G

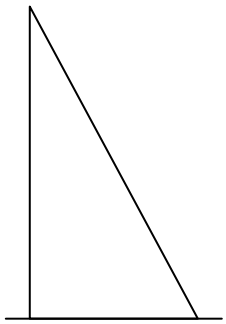


Diagramme des moments
M=Qxh

Fig III.1.3 : Diagrammes des efforts internes

III.1.5. Combinaisons de charges

1. *A l'ELU:* **(BAEL 91/ART A.3.2.2, 1)**

1.35G+1.5Q

L'effort de compression :…… ..Nu=1.35xG=1.35x1.7=2.30 [KN].

L'effort tranchant du à la main courante:……Tu=1.5xQ=1.5x1=1.5 [KN].

Moment de flexion du à Q:……...Mu=1.5xM_Q=1.5x0.6 = 0.9 [KN.m].

2. *A l'ELS:* **(BAEL 91/ART A.3.3.3)**

G+Q

L'effort de compression :……. Ns=G=1.7 [KN].

L'effort tranchant du à la main courante:…..Ts=Q=1 [KN].

Moment de flexion du à Q:……...Ms=M_Q=0.6 [KN.m].

III.1.2. Calcul des armatures

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section rectangulaire avec les données suivante :

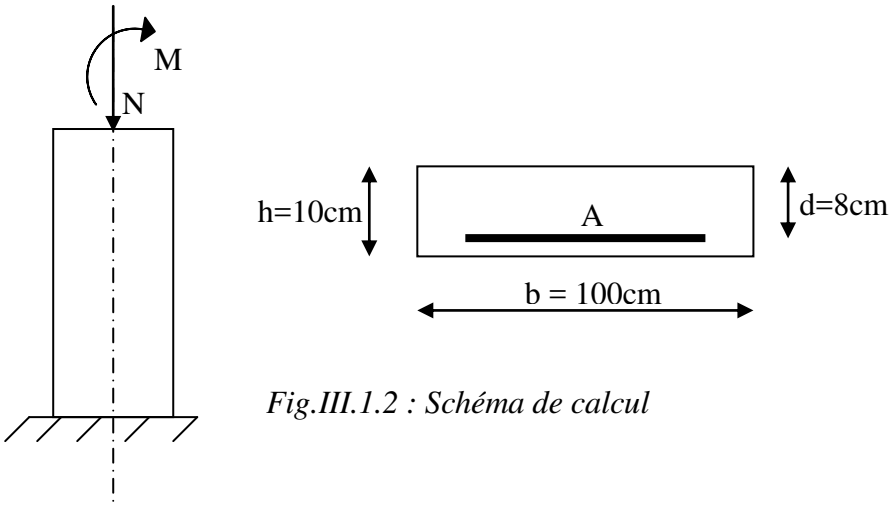


Fig.III.1.2 : Schéma de calcul

b = 100[cm], h = 10[cm], d = 8[cm].

- **Calcul à l'ELU:**

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39\,m = 39[\text{cm}].$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = 0{,}03\ m = 3[\text{cm}].$$

On a : $e_u > \frac{h}{2} - c' \Leftrightarrow (39 > 3)[cm]$.

Le centre de pression se trouve en dehors des armatures donc la section est considérée comme partiellement comprimée. Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée on suit les étapes suivantes :

- Calcul du moment fictif:

$M_{fu} = M_u + N_u\,[d - h/2]$

Avec: $(d - h/2) = y$: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

AN:

$$M_f = 0.9 + 2.3(0.08 - 0.05) = 0.969[KN.m]$$

- Calcul des armatures fictives: *(Flexion simple)*

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0{,}969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14{,}2} = 0{,}0106 < \mu_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$\mu_u = 0{,}0106 \longrightarrow \beta_u = 0{,}995$

$$Af = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}}.$$

Avec : σ_{st} *:* Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

A.N :

$$Af = \frac{0.969 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.35[cm^2]$$

- Calcul des armatures réelles : *(Flexion composée)*

$$A = Af - \frac{Nu}{\sigma_{st}}.$$

A.N :

$A = 0.35 - \frac{2.3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284[cm^2/ml]$. ; On opte pour $\boxed{4HA8/ml \quad soit\ A=2.01[cm^2]}$

Avec un espacement : St = 25[cm].

- Calcul des armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503[cm^2]$$

On opte pour : $4HA8/ml\ soit\ A_r=2.01[cm^2]$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : St = 25[cm].

- **Vérifications à effectuer :**

- ***Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2, 1)***

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec : $e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.6}{1.7} = 0.35[m]$.

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1 \times 35 - 0.445 \times 8}{400 \times 35 - 0.185 \times 8} = 0.903 cm^2.$$

On a $A = 2.01 cm^2 > A_{\min} = 0.9 cm^2$ la condition de non fragilité est vérifiée.

- ***Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.1)***

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4[MPa]\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5[MPa], 4[MPa]\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5[MPa]$$

On a :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd};$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5[KN]$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019[MPa].$$

$$\tau_u = 0.019[MPa] < \bar{\tau}_u = 2.5[MPa] \Rightarrow \textit{condition vérifiée}.$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum Ui}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisses (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

Ui : Périmètre utile de barre. $\sum Ui = n\phi\pi$ Où n le nombre de barre ;

$$\sum Ui = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04[cm].$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.4} = 0.21[MPa].$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15[MPa].$$

$$\tau_{se} = 0.21[MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3.15[MPa] \Rightarrow \textit{condition vérifiée}.$$

➢ **Vérification à l'ELS :**

a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

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

Dans ce cas, on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right\}$$

Avec :

η =1.6pour les barres à haute adhérence (HA).

η =1 pour les barres rondes lisse (RL).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.5 \times 25}\right\}[MPa].$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\{266.66; 673.61\}[MPa].$$

$$\overline{\sigma}_s = 266.66[MPa].$$

On a :

$$\sigma_s = \frac{Ms}{A_s \times \beta_1 \times d} \; ; \; \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{201 \times 0.920 \times 80} = 40.56[MPa].$$

On a :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \Rightarrow condition \; vérifiée.$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

On a :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15[MPa]$$

On a aussi :

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

$$\sigma_b = \frac{40.56}{47.50} = 0.85[MPa].$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \Rightarrow condition\ vérifiée$$

III.1.3. Le Ferraillage adopté :

Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.01 [cm^2] avec St = 25 [cm].

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.01 [cm^2] avec St = 25 [cm].

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p, qui doit être $\leq Q$

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas : zone II_a – groupe 2→A=0,15 (tableau 4-1 ; RPA 99+addenda).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

Soit : C_p = 0,8 car on a un élément en console (0.3 pour les autres éléments : murs, cloisons).

W_p : Poids propre de l'acrotère =1 ,7 [KN/ml].

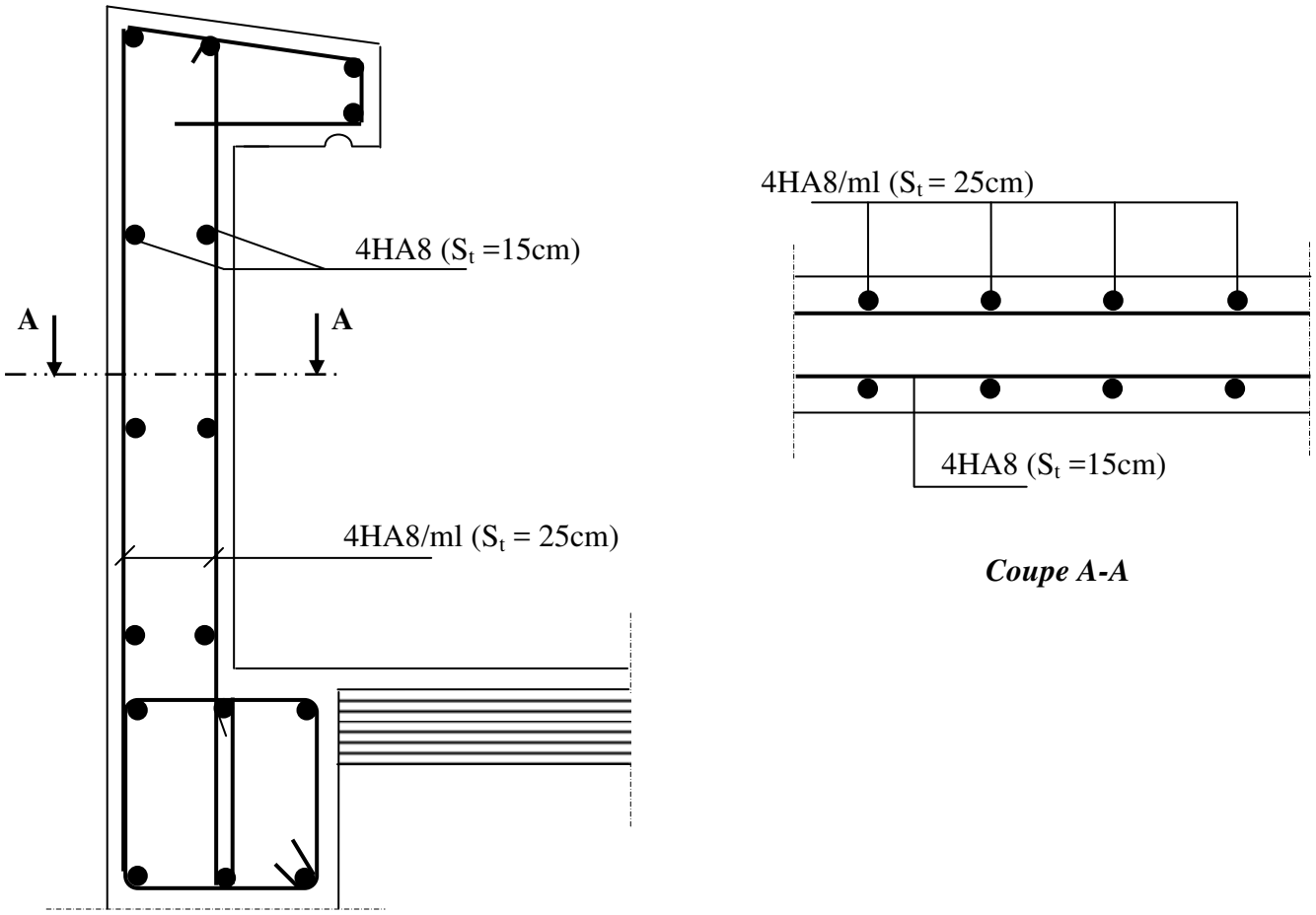
D'ou :

F_p= 4x 0,15x 0,8x 1,7= 0.816 KN/ml <Q=1 [KN/ml].

Donc la condition est vérifiée.

Conclusion :

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, le ferraillage adopté précédemment reste convenable.



Coupe A-A

Fig.III.1.4 : Ferraillage de l'acrotère

III-2 Escalier:

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

Terminologie :

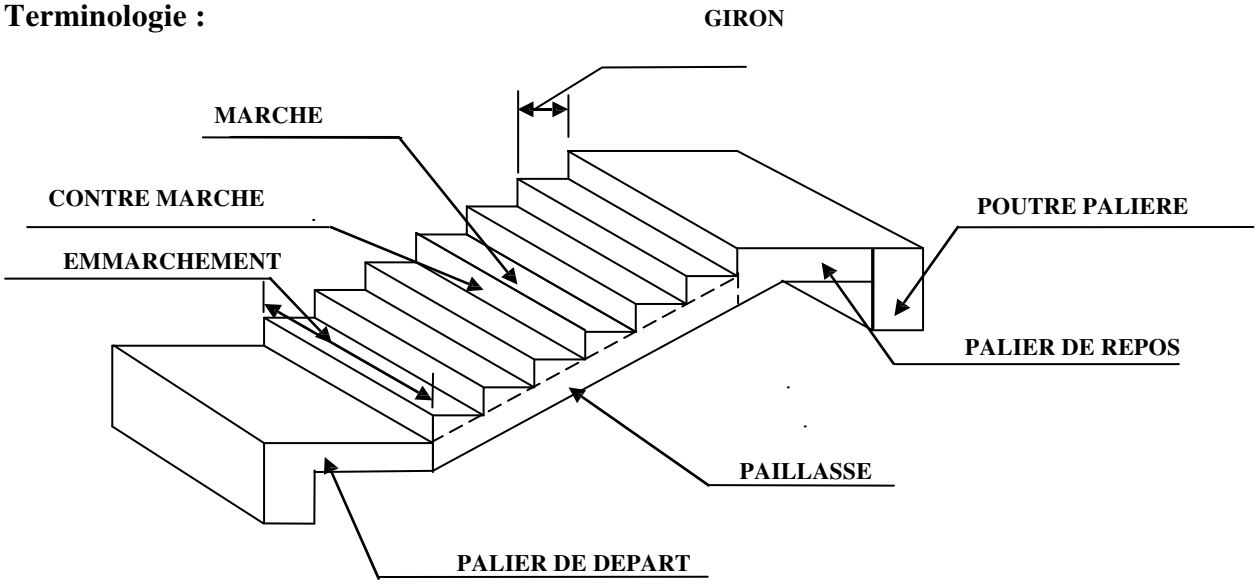


Fig. III.2.1 : Schéma de l'escalier

e: épaisseur de volée.
h: hauteur de contre marche.
H: hauteur de volée.
L: longueur de la volée
G : giron.

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

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

❖ **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{163}{15} = 11$$

❖ **Le nombre de marches « m » :**

m = n -1 = 10 Marches

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$g = \frac{L}{m} = \frac{315}{10} = 32\ [cm]$$

59 cm ≤G + 2h ≤66 [cm]
59 cm ≤ G + 2h = 62 ≤66 [cm] condition vérifiée.

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

La formule de l'épaisseur de la paillasse est donnée par : L0/30≤ ep ≤ L0/20.
Tgα = (H-h) / L = (163-15)/315 = 0.52 →α = 27.47°
L0 = (L+G) / cosα = (315+32)/ cosα = 391cm ⇒ 13 [cm] ≤ ep ≤19.5 [cm].
Nous allons choisir *ep = 15[cm]*.

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

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

- **La paillasse :**

Elément	**Poids (KN/m2)**
- Poids propre de la paillasse	(25 x 0.15) / cos(27.47^0) = 4.23[KN/m^2]
- Poids propre des marches [17 cm]	(25 x 0.15) / 2 = 1.88 [KN/m^2]
- Revêtement de carrelage [2 cm]	22 × 0,02 = 0,44
- Mortier de pose [2 cm]	20 × 0,02 = 0,40
- Couche de sable [2 cm]	18 × 0,02 =0,36
- Enduit de ciment [1,5 cm]	22 × 0,015 =0,33
	G2 = 7.64 Q2 = 2,5

- **Le palier :**

Elément	**Poids (KN/m2)**
- Poids propre de la dalle	(0.15x25x1)=3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G1 = 5,32 Q1 = 2,5

III-2-4. Combinaisons de charges :

a) **A L'ELU :** qu = 1,35.G+1,5.Q

La paillasse : $q_{up} = (1{,}35 \cdot 7.64 + 1{,}5 \cdot 2{,}5) \cdot 1 = 14.06[\text{kN/ml}]$

Le palier de repos : $q_{u\,pr} = (1{,}35 \cdot 5{,}32 + 1{,}5 \cdot 2{,}5).1 = 10{,}93[\ \text{kN/ml}]$

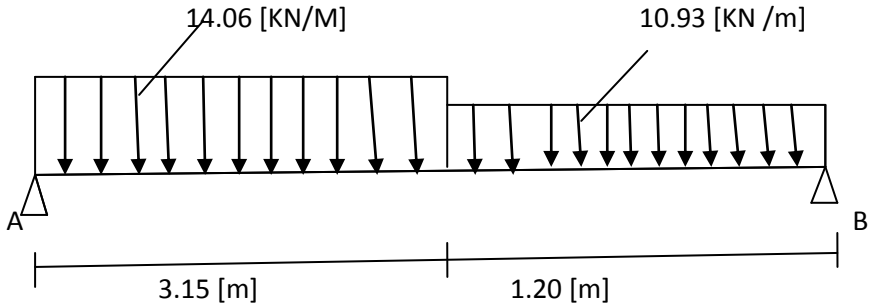


Fig.III.2.2.-Schéma statique de calcul à l'ELU

b) **A L'ELS :** qS = G + Q

- **Paillasse :**

  $\mathbf{q_{s2}} = (G_2 + Q_2)$ x 1m

  $\mathbf{q_{s2}} = (7.64+2.5)$ x1 = 10.14 [KN/m]

- **Palier :**

  $\mathbf{q_{s1}} = (G_1 + Q_1)$ x 1m

  $\mathbf{q_{s1}} = (5.32 + 2.5)$x1= 7.82 [KN/m]

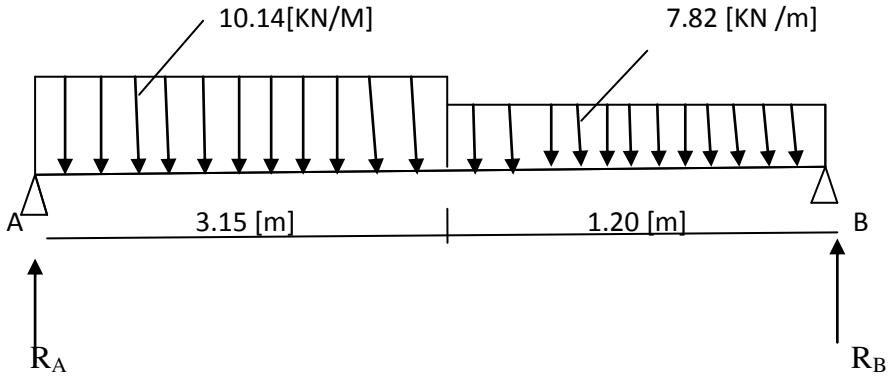


Fig.III.2.3.-Schéma statique de calcul à l'ELS

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

R_A= 30.06 [KN].
R_B= 27.34 [KN].

Vérification:

Σ F/y = RA+RB = 1.2*qu1 +3.15 *qu2
RA+RB = 1.2*10.93 + 3.15*14.06
RA+RB= 57.4 [KN] →30.06+27.34 = 57.4 [KN]⟶ Condition vérifier

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

A- Efforts tranchants :

- **1ier tronçon : 0 ≤ X ≤ 3.15m**

T(x) = -14.06x + 30.06

Pour x =0	T(0) =30.06 [KN]
Pour x = 3 .15 m	T(3.15) = - 14.23 [KN]

- **2ier tronçon : 0m ≤ X ≤ 1.2m**

T(x)= -27.34 + 10.93 x

Pour x= 0m	T(0) = -27.34 [KN]
Pour x =1.2m	T(1.2) = -14.23[KN]

III-2-7. Calcul de moment fléchissant :

1 tronçon : $0 \leq x \leq 3.15\ m.$

M= 30.06x – 14.06 $x^2/2$

x =0	M(x=0) = 0[KN. m]
x = 3.15	M(x=3.15) = 24.93[KN .m]

2 tronçon : $0 \leq x \leq 1.2m$.

x =0	M(x=0) = 0 [KN.m]
x = 1.2	M(x=1.2) = 24.93 [KN.m]

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

- Le moment Mz est maximal pour

Ty = 0

$Ty \longrightarrow$ -14.06 x+ 30.06 = 0 $\longrightarrow$ x = $\frac{30.06}{14.06} = 2.14\ [m]$

Donc :

M_{max} = 32.13 [KN .m] .

❖ **diagramme des sollicitations :**

A l'ELU :

Afin de tenir compte des semi-encastrements, les moments en travée et aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax :

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

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

Donc :

$M_t = 27.31$ [KN.m]

$M_a = -9.64$ [kN.m]

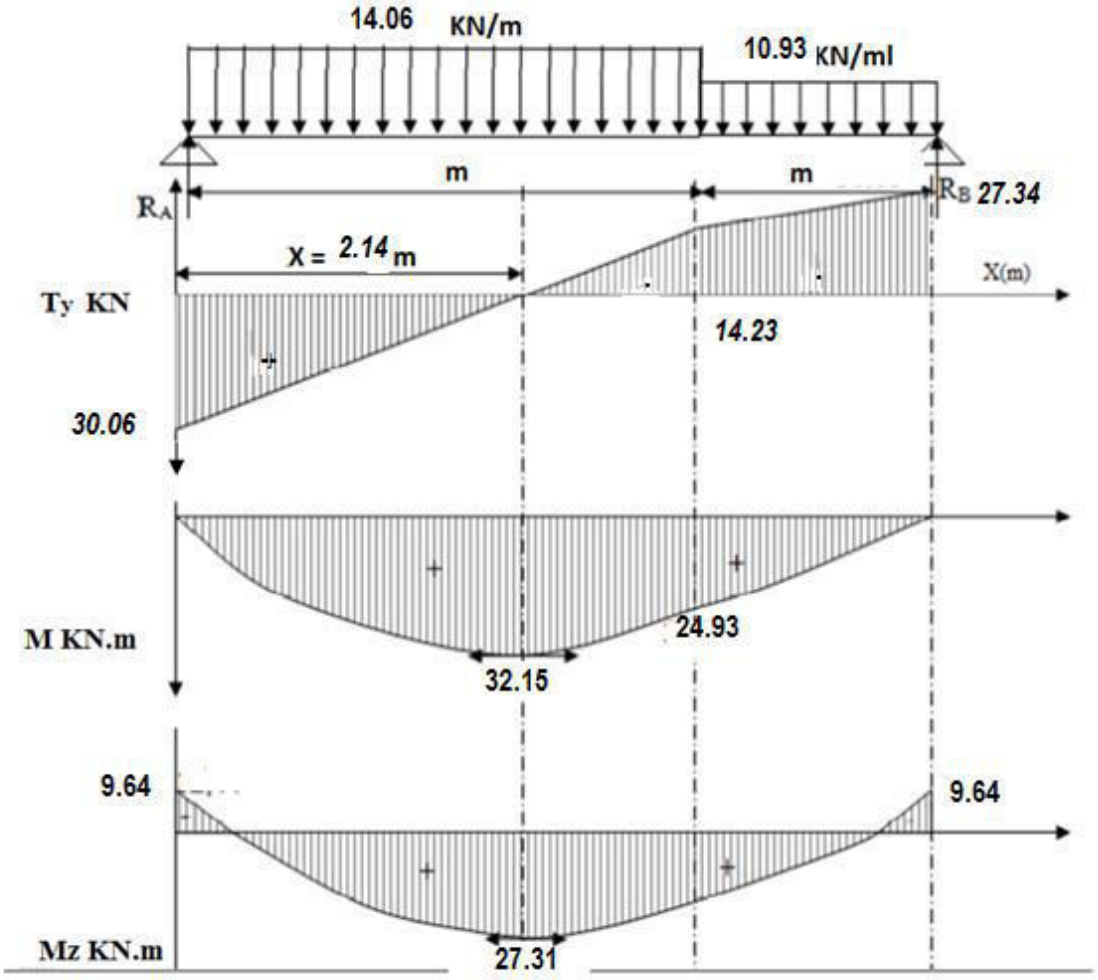
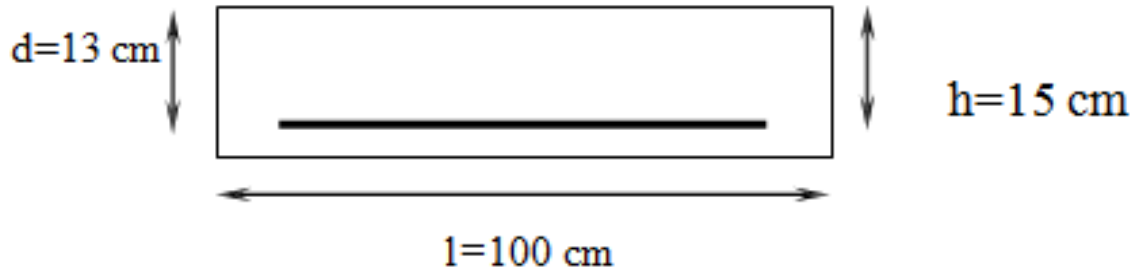


Fig .III.2.4.- Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-2-9. Calcul des armatures :
b = 100 cm, c = 2 cm, d = 13 cm.



❖ **Aux appuis :**

$M_a = 9.64\ [KN.m]$

➢ **Armatures principales :**

$$\mu b = \frac{M_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{9.64}{1x0{,}13^2 \times 14{,}2.10^3} = 0{,}040$$

$\mu b = 0{,}040 < \mu_l = 0{,}39$

⇒ La section est simplement armée

$\mu b = 0{,}040 \longrightarrow \beta = 0{,}980$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma st} = \frac{9{,}64.10^3}{0{,}980.13.348} = 2{,}17[\ cm^2]$$

Soit : A_a : 5HA12 avec : $A_a = 5.65\ [cm^2]$ (St = 20 cm)

➢ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{Aa}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ [cm^2]$$

Soit : 3HA8 avec Ar = 1,51 [cm^2] (St = 30 cm)

❖ **En travée :**

➢ **Armatures principales :**

$$M_t = 27.31 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{27.31}{1x0{,}13^2 x14{,}2.10^3} = 0{,}114$$

$$\mu b = 0{,}114 < 0{,}392.$$

$\mu b < \mu l \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0{,}114 \longrightarrow \beta = 0{,}939$$

$$A_t = \frac{27{,}31.10^3}{0{,}9385.13.348} = 6.43 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : At : 5HA12 + 5HA8 (Comme chapeau), avec : At = 7.06 [cm^2] (St = 20 cm)

➢ **Armatures de répartitions :**

$$\mathbf{A_r} = \frac{At}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 5HA8 $\Rightarrow$ Ar = 2,51[cm^2] avec (St = 20 cm)

❖ **Vérification à L'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0{,}23.13.100.\frac{2{,}1}{400} = 1{,}57[cm^2]$$

$A_t = 7.06 \text{ [cm}^2\text{]} > 1.57 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_a = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]} > 1.57 \text{[cm}^2\text{]}$

} Conditions vérifiées

b) Répartition des barres :

➢ **Armatures principales :**

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

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

- **Armatures de répartitions :**

$St < \min(4h ; 45) = \min(45 ; 45) = 45$ [cm]

$St = \{30, 20\}\ [cm] < 45\ cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0{,}9.d.\sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

T_u^{max} = υ_u= 30.06 [KN]

- $\bar{\tau}_{se}$ = 1.5x2.1= 3.15 [*MPa]*

- $\sum u_i$ = *Π x Л x Ø*= 5 x 3.14 x 1= 15.7 [cm]

$$\tau_{se} = \frac{30.06}{0{,}9 \times 13 \times 3{,}14 \times 15.7} = 00164[MPa]$$

$\tau_{se} = 0{,}164 < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$[MPa]……*Condition vérifiée.*

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = \{3{,}33MPa, 5MPa\}$$ (Fissuration peu nuisibles)

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} = \frac{30.06.10}{100x13} = 0{,}23 \prec 3{,}33[MPa]$$.... .... Condition vérifiée.

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

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} = 31.55KN \leq \overline{T_u} = \frac{0{,}4.f_{c28}.0{,}9.b.d}{\gamma_s}$$

$$\overline{T_u} = \frac{0{,}4.f_{c28}.0{,}9.b.d}{\gamma b} = \frac{0{,}4.25.10^{-1}.0{,}9.100.13}{1{,}5} = 780\ [KN]$$

$T_u^{\max} = 30.06[KN] \leq \overline{T_u} = 780$[KN]..... Condition vérifiée.

- **Influence sur les armatures :**

$A_a \geq \frac{1.15}{fe}\left(Tu + \frac{Ma}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400}\left(30.06 + \frac{-9.64\ 10^2}{0.9x13}\right) = -0.15$

$A_a = 5.65 > -0.15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

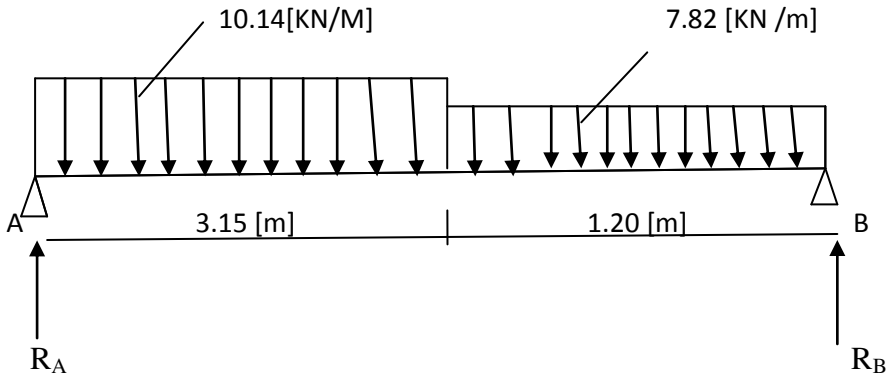
f) Ancrage des barres aux appuis :

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42,32[\text{cm}].$ Avec $\tau se = 0,6x1,5^2.2,1 = 2,835[MPa]$

$\Psi_s = 1.5$ $f_{t28} = 2.1$ [MPa]. On prend $l_s = 50$[cm]

Pour les armatures comportant des crochets, on prend $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 50 = 20\ [cm]$.
Pour HA FeE400

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



I. Calcul des réactions d'appuis:
D'après les formules de RDM
R_A = 21,67[KN]
R_B = 19.65 [KN]

II. Calcul des efforts internes :

- **Efforts tranchants :**

- **1ier tronçon : 0 ≤ X ≤ 3.15m**

T(x) = -10.14x + 21.67

Pour x =0 T(0) =21.67 [KN]
Pour x = 3 .15 m T (3.15) = - 10.27 [KN]

- **2ier tronçon : 0m ≤ X ≤ 1.2m**

T(x)= -19.65 + 7.82 x

Pour x= 0m T(0) = -19.57 [KN]
Pour x =1.2m T(1.2) = -10.27[KN]

1 tronçon : $0 \leq x \leq 3.15\ m.$

M= 21.67x – 10.14 $x^2/2$

$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0[KN.\ m] \\ x = 0,75 & M(x=3.15) = 17.95[KN\ .m] \end{cases}$

2 tronçon : $0 \leq x \leq 1.2m$.

$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0\ [KN.\ m] \\ x = 1.2 & M(x=1.2) = 19.95\ [KN\ .m] \end{cases}$

- Le moment Mz est maximal pour

Ty = 0

$Ty \longrightarrow$ -10.14x+ 21.67 = 0 $\longrightarrow$ x $= \frac{21.67}{10.14} = 2.14\ [m]$

Donc :

M_{max} = 32.16 [KN .m] .

III. Diagramme des sollicitations :

Afin de tenir compte des semi-encastrements :

MS app B = (-0,3).32.16 = -9.65[KN.m].

MS app A= MS app B = - 9.65[KN.m].

MSt=(0,85).32.16= 27.34 [KN.m]

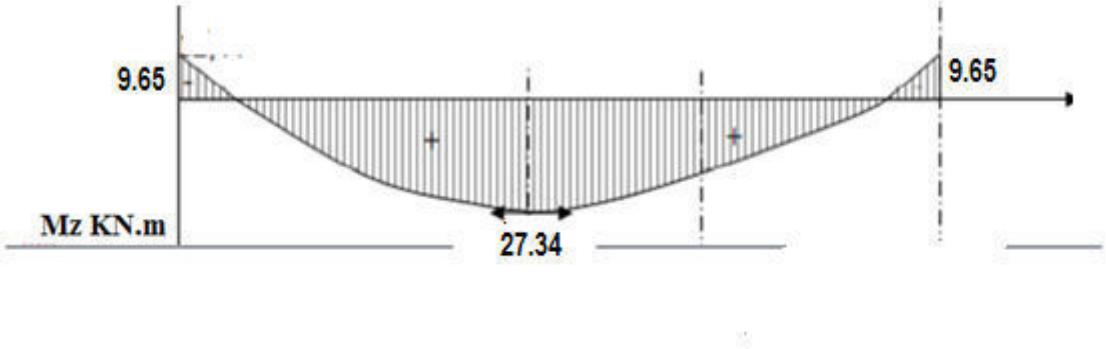


Fig.III.2.4-Diagrammes des moments fléchissant.

IV. Contrainte de compression dans le béton :

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

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100xA_a}{bxd} = \frac{100x5.65}{100x13} = 0,435$$

ρ =0,435 $\xrightarrow{tableau}$ β_1 =0,899 ; K=34.50

$$\sigma s = \frac{Mas}{\beta_1 .d.A_a} = \frac{9.65x10^3}{0{,}899x13x5.65} = 146.14[MPa]$$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 146.14/34.50 = 4.24$ [MPa] < 15 [MPa] $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :**

On doit vérifier que : $\sigma bc \leq 0{,}6.fc28 = 15$ [MPa]

$$\rho = \frac{100xAt}{bxd} = \frac{100x7.06}{100x13} = 0.542$$

$\rho = 0{,}542 \xrightarrow{tableau} \beta_1 = 0{,}890$; K=30.45

$$\sigma s = \frac{Mst}{\beta_1 .d.A_a} = \frac{27.34x10^3}{0{,}890x13x7.06} = 334.70[MPa]$$

$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 334.70/30.45 = 10.99$[MPa] < 15 [MPa] $\Rightarrow$ Condition vérifiée

V. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M}$$

$$\frac{A}{bxd} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec :
h=15 cm
L=315cm
M_t : moment max en travée
M: moment isostatique max en travée

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{315} = 0.048 < 0.0625$ Condition non vérifiée.

Donc on doit passer au calcul de la flèche tel que :

- **Calcul de la section homogénéisée :**



$B_0 = bh + 15A_t xd$

$B_0 = 100x15 + 15x7.06x13 = 1605.9[cm^2]$

- **Moment statique de la section homogénéisée:**

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

$$S/_{XX} = \left[\frac{100\times15^2}{2} + 15\times7.06\times13\right] = 12626.7[cm^3]$$

$$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{12626.7}{1605.9} = 7.86[cm]$$

$V_2 = h - V_1 = 15\text{-}7.86 = 7.14\ [cm]$

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

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15At\left[(V_2 - C_2)^2\right]$$

$$I_0 = \frac{100}{3}\left(7.86^3 + 7.14^3\right) + 15x7.06\left[(7.14-2)^2\right] = 31117.2[cm^4]$$

- **Calcul de la flèche :**

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

$E_{v28} = 10818{,}87$ MPa E_{V28} : module de déformation longitudinale différée du béton.

$$F = \frac{5\times10.14\times(315)^4}{384\times10818{,}87\times31117.2\times10^3} = 0{,}386[cm]$$

$$\overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0{,}63[cm]$$

***F* = 0,386[cm] <** $\overline{F} = 0{,}63[cm]$ .....Condition vérifiée

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

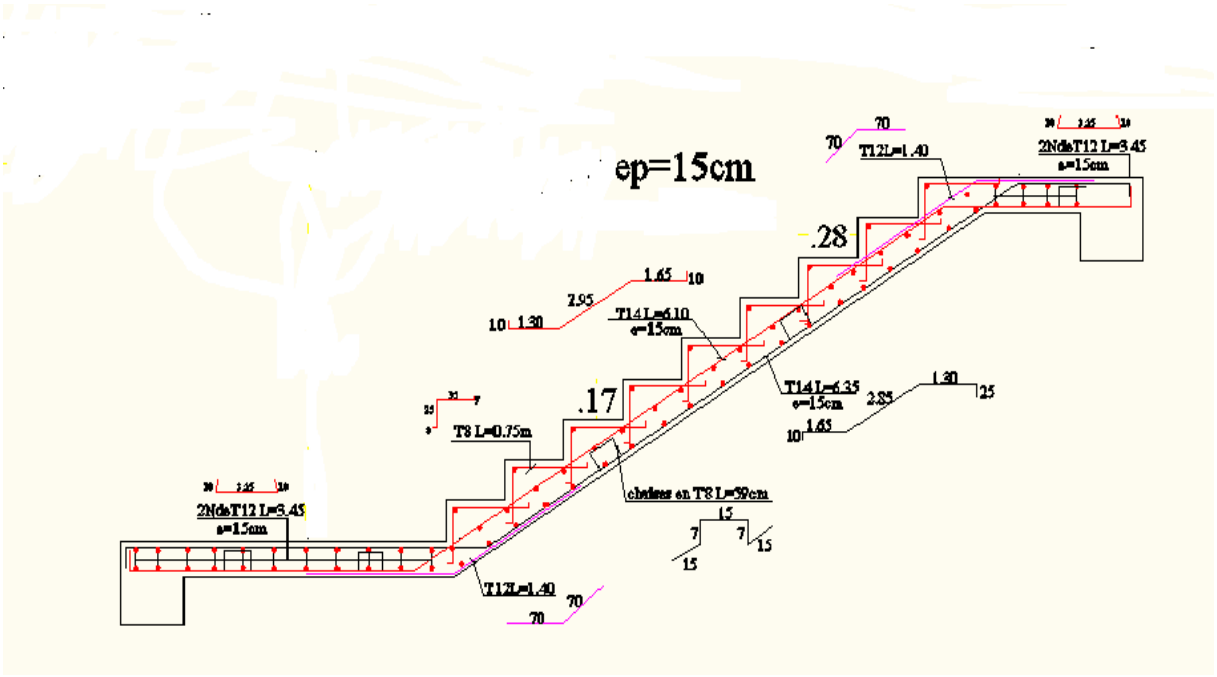


Fig.III.2.5-Ferraillage de l' escalier

III.3 Calcul de la poutre palière :

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

Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.

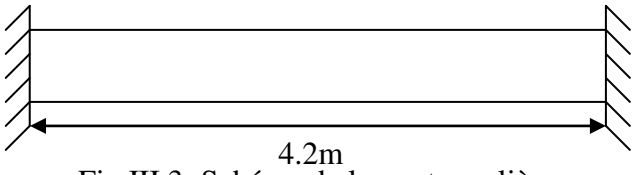


Fig III.3: Schéma de la poutre palière

- **Prédimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \le h_t \le \frac{L}{10}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. L = 4.20 [m]

$28cm \le h_t \le 42cm$ On prend $h_t = 35[cm]$

- **Recommandation de RPA 99 Version 2003 :**

h ≥30 cm , b ≥25 cm

$0{,}4h_t \le b \le 0{,}7h_t$

$$\left.\begin{matrix} h_t = 35cm \\ b = 30cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.16 < 3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : 0,25×0,30×25=1,875[KN/ml]
Réaction du palier à l'ELU : RB= 27.34 [KN/ml].
Réaction du palier à l'ELS : RB=19.65 [KN/ml].
poids du mur G_t = 2.36x 2.71 = 6.39 [kN/ml].

III.3.1 Calcul à l'ELU :

a) **Combinaison des charges :**

- **à l'ELU :**

qu =1,35G+RB= 1.35 (1,875+6.39) + 27.34 = 38.49 [KN/ml]

b) **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{38.49 \times 4.20}{2} = 80.82[KN]$$

c) **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 38.49 \times \frac{(4.2)^2}{8}$$

$$M_0 = 84.87[KN.m]$$

Effort tranchant :

$T_u = R_A = R_B = 80.82$ [KN]

Pour tenir compte de semi encastrement :

M_a = -0,30 M_0 = - 25.46[KN.m]

M_t = 0,85 M_0 = 72.13[KN.m]

Les résultats sont sur le diagramme suivant :

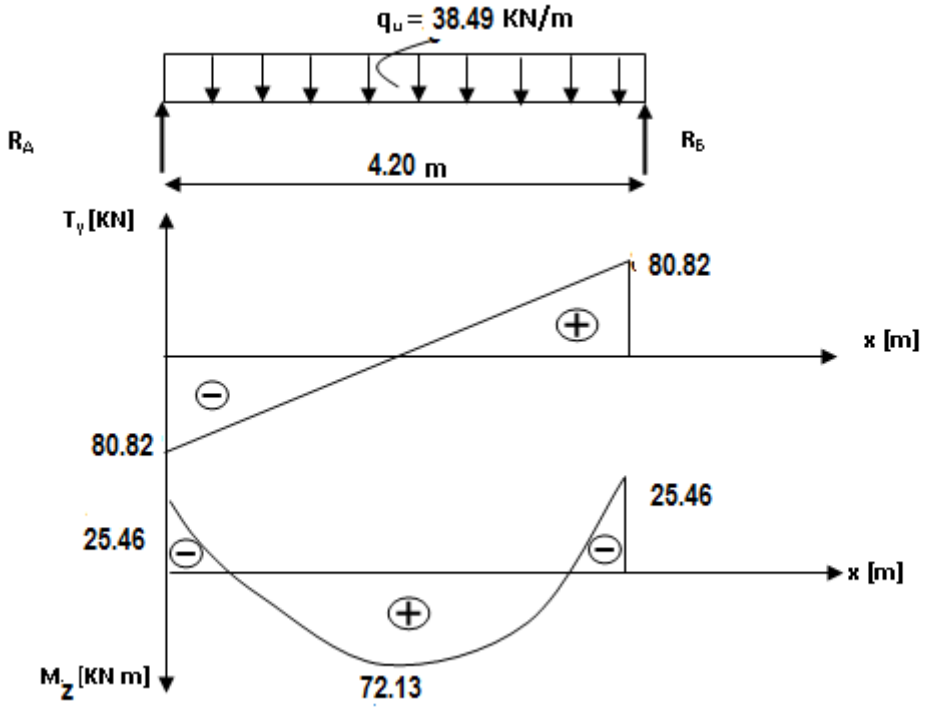


Fig III.3.1 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

d) Calcul les armatures longitudinales :

- **Calcul des armatures :**
- ✓ **Armatures principales :**
- ○ **Aux appuis :**

$Ma = 25.46[KN.m]$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.46\times10^3}{30\times(33)^2\times(14,2)} = 0.05 < \mu_l = 0,392.$$ ⟹ Section simplement armée

$\mu_b = 0,05$ ⟹ $\beta = 0,974$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d\sigma_{st}} = \frac{25.46\times10^3}{0,974\times33\times348} = 2.27[cm^2]$$

Soit : **A_a = 3HA16= 6.03 [cm²].**

- **En travée :**

$Mt = 72.13[KN.m]$

$$\mu_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72.13\times10^3}{30\times(33)^2\times(14,2)} = 0.155 < \mu_l = 0,392. \Longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,155 \Longrightarrow \beta = 0.916$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d\sigma_{st}} = \frac{72.13\times10^3}{0,916\times33\times348} = 6.8[cm^2]$$

Soit : **A_t = 5 HA 14 = 7.70[cm²].**

N.B:

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

0.005 b h=5.25 [cm²].

At= 5HA14= 7.70 [cm²] > 0.005 b h=5.25 [cm²] ⇒ Condition vérifiée.

Aa= 3HA16= 6.03 [cm²] > 5.25[cm^2] ⇒ Condition vérifiée .

III.3.2 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) **:**

$$A_{\min} = 0,23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 0,23\times30\times33\times\frac{2,1}{400} = 1.195[cm^2]$$

$A_{\min} = 1.195 cm^2 < (A_t = 7.70[cm^2], A_a = 6.03[cm^2])$ ⇒Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) **:**

Il faut vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

T_u=80.82 [KN]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\cdot d} = \frac{80820}{300\times330} = 0.816[MPa]$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b}f_{t28}, 5MPa\right\} = 3,33[MPa]$$

$\tau_u = 0.816[MPa] < \overline{\tau}_u = 3,33[MPa]$ ⇒ Pas de risque de cisaillement.

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 80.82[KN] \le 0,4\times b\times0,9\times d\frac{f_{c28}}{\gamma b} = 594[KN].$$ ⇒Condition vérifiée

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$A_a \geq T_u/\sigma_{st}$

$T_u/\sigma_{st} = 81.21x10^3/348 = 233.36$ [mm^2]

$A_a = 6.03$ [cm^2] > 2.33 [cm^2] ……..condition vérifiée.

Donc les armatures calculées sont suffisantes

e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entrainement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$\sum Ui = n.\pi.\Phi = 3x3{,}14\ x12 = 113.04[mm].$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0{,}9 \cdot d \sum U_i} = \frac{80.82x10^3}{0{,}9 \times 330 \times 113.04} = 2.407[MPa]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1{,}5x2{,}1) = 3{,}15[MPa]$$

$$\tau_{se} = 2.407[MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\,[MPa]$$

$\tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se}$ ……..Condition vérifiée.

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

f) Calcul des ancrages des barres :

$$\overline{\tau_{su}} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835[MPa]$$

La longueur de scellement droit :

$$l_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2.835} = 423[\text{mm}]$$, Soit $\boldsymbol{l_S = 45[cm]}$

Comme Ls dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est : Lt= 0.4 Ls= 0.4x45 = 18[cm]

g) Calcul les armatures transversales :

- **Diamètre** : $\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$

$\phi_t \le \min\{10{,}30{,}14\} = 10[mm]$

On choisit : HA8

$s_t \le \min(0{,}9d, 40cm) = \min(29.7cm, 40cm) = 29.7[cm]$

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

En appuis : $st \le \min(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30) = \min(8.75, 14.4, 30)$

St=8[cm]

En zone courante :

En travée : $st \le \frac{h}{2} = 17.5[cm]$

St=17cm

Selon le RPA 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$A_t^{min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.53 [cm^2] \leq A_t = 2.01 [cm^2]$

III.3.3 calcul à l'ELS :

$q_s = G + T_s$

$q_s = 1.875 + 6.39 + 19.65 = 27.92$[kN/ml]

Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 27.92x\frac{4.20^2}{8} = 61.56[KN.m]$$

En tenant compte de semi encastrement :

Ms_a =-0,3x61.56= -18.47[KN.m]

Ms_t =0,85x61.56= 52.33[KN.m]

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{qs\ L}{2} = \frac{27.92x4.2}{2} = 58.63\ [KN]$$

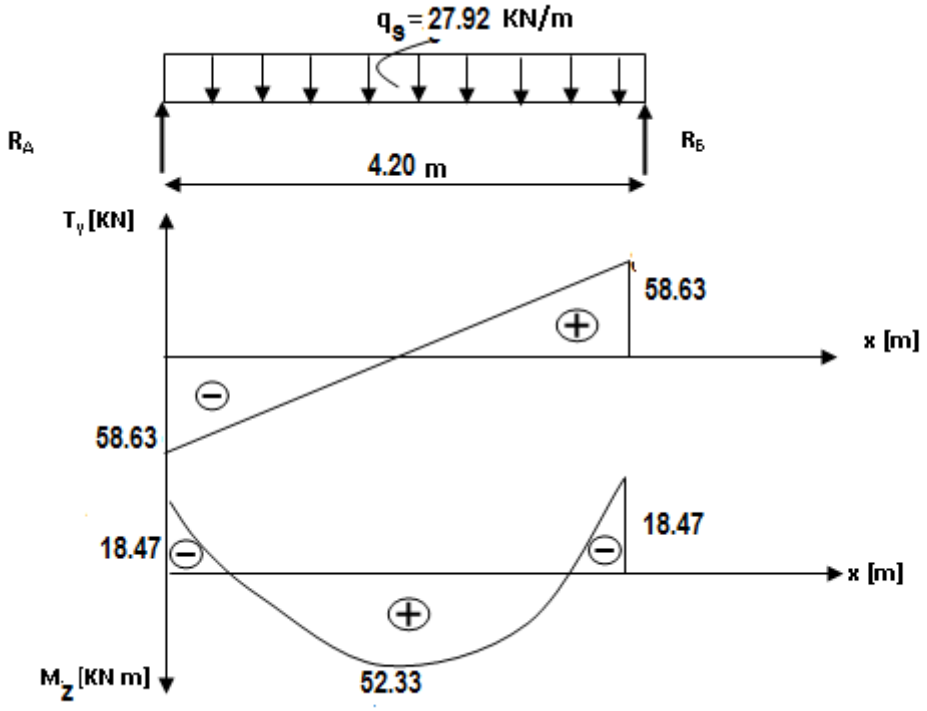


Fig III.3.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.3.4 vérification à l'ELS :

A l'état limite d'ouverture des fissurations :

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

A l'état limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15[\text{ MPa}]$

- **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100.Aa}{b.d} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0{,}609$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ \text{K=28.48} \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{Sa}}{\beta_1.d.A_u^a} = \frac{18.47 \times 10^6}{0{,}609 \times 330 \times 603} = 152 \text{ [MPa].}$$

$\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K$ = 152/28.48 =5.34[MPa] < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15[MPa] $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 7.70}{30 \times 33} = 0{,}777$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.874 \\ \text{K=24.68} \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{St}}{\beta_1.d.A} = \frac{52.33x10^6}{0{,}874 \times 330 \times 770} = 235 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = \sigma_S / K$ = 235/24.68 = 9.52[MPa] < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15[MPa] ……**Condition vérifiée**

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.34,BAEL 91)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

- ✓ **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$\frac{h}{L} = 0.833 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ... . Condition vérifiée.
$\frac{h}{L} = 0.833 \geq \frac{Mt}{10M} = 0.088$ .... Condition vérifiée.
$\frac{A}{bxd} = \frac{7.70}{30x33} = 0.0078 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$.. Condition vérifiée.

Avec :
- L= 4.20 [m]
- h= 35 [cm]
- M_t =52.23 [KN.m]
- M_0 = 61.56 [KN.m]

L : La portée de la travée entre les appuis
h : Hauteur totale de la section
M_t : Moment en travée.
M_0 : Moment isostatique dans la travée.
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.
.
Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

g) Plan de ferraillage de la poutre palière :

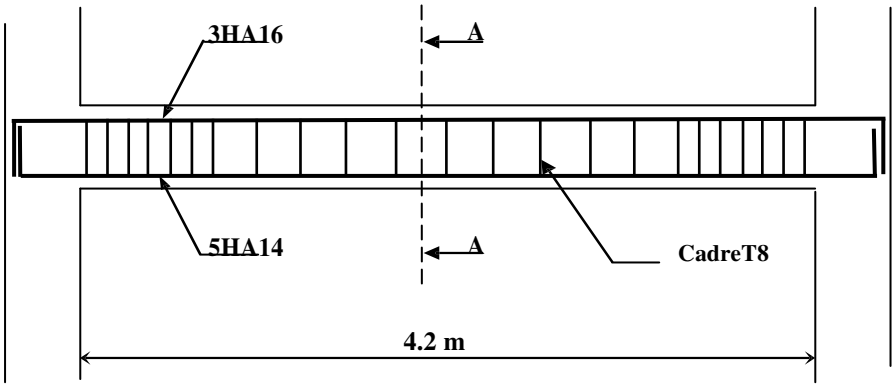


Fig. CHAPIII.3.4 : ferraillage de la poutre palière.

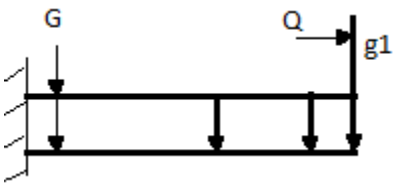
III.4-Etude du balcon

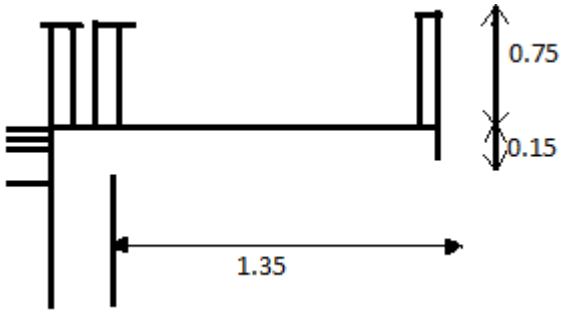
III.4.1 Introduction

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

Le pré-dimensionnement est déjà calculé : e = 15 [cm]

Schéma statique :





III.4.2 Charges et surcharges :

❖ Charge permanente :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique (KN /m^2)	Charge (KN /m^2)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20	0.40
2	Mortier de pose	3	0.20	0.60
3	Couche de sable	3	0.18	0.54
4	Palle pleine	15	0.25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	0.10	0.20

Charge totale G=0.4+0.6+0.54+3.75+0.2=5.49 [KN /m^2]

Poids du garde-corps :

	Désignation	Epaisseur (cm)	Pds surfacique (KN/m^2)	Charge (KN/m^2)
1	Mortier de ciment	1.5	0.18	0.27
2	brique creuse	10	/	0.9
3	Garde-corps en acier	/	/	0.2
4	Mortier de ciment	1.5	0.18	0.27
				1.64

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge revenant au balcon :

Q = 3.5 [KN/m]

❖ **Les combinaisons de charge :**

Combinaisons à l'ELU :

Dalle : qu = 1.35G + 1.5Q = 1.5 x 5.49 + 1.5 x 3.5 = 12.66 x 1 = 12.66 [KN/ml]

Garde-corps : gu = 1.35G = 1.35 x 1.64 = 2.21 x 1 = 2.21 [KN/ml].

Combinaisons à l'ELS :

Dalle:qs = G + Q = 5.49 + 3.5 = 8.99 x 1 = 8.99 [KN/ml].

Garde-corps : gs = 1.64 x 1 = 1.64 [KN/ml].

❖ **Ferraillage :**

III.4.3 Calcul à l'ELU :

III.4.3.1 Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une console encastrée de section rectangulaire 100x15 cm^2

à la flexion simple

a) Moment fléchissant :

$$\boldsymbol{M_u = \frac{q_u\, l^2}{2} + g_u = \frac{12.66 * 1.35^2}{2} + 2.21 * 1.35 = 14.52[KN.m]}$$

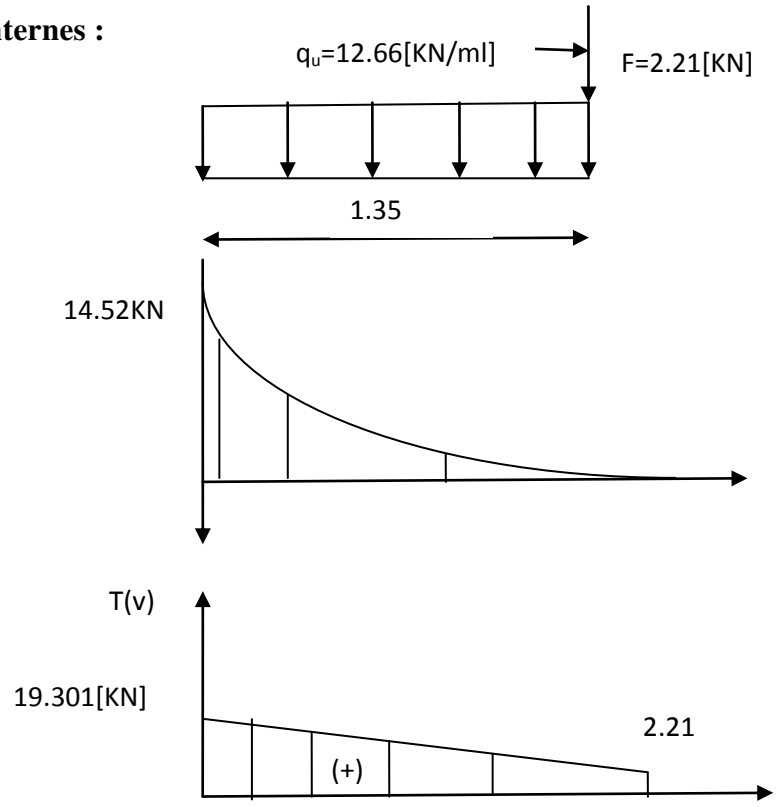
b) Effort tranchant :

$T = q_u\, l + g_u = 12.66 * 1.35 + 2.21$

X=0 ⟶ T(0)=2.21 [KN]

X=1.35 ⟶ T(1.35)=19.30

c)Diagramme des efforts internes :



III.4.3.2 Calcul des armateurs :

a) Armateur principale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc}\, bd^2} = \frac{14.52}{1 * 0.13^2 * 14.2 * 10^3}$$

$\mu_u = 0.06 < 0.392 \;\; SSA$

$\mu_u = 0.06 \;\; \beta = 0.969 \;\; \alpha = 0.0774$

$$A = \frac{M_u}{\beta d 6_{st}} = \frac{14.52}{0.969 * 0.13 * 348 * 10^3} = 3[cm^2]$$

Soit A=4HA12= 4.52 cm^2 avec un espacement st = 20 [cm]

b) Armateur de répartition :

$A_t = \frac{A}{4}$ = 4.52/4=1.13 cm^2 soit 4HA10=3.14cm^2 avec un espacement st = 20 [cm]

III.4.3.3 Vérifications

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

$$Amin = 0{,}23bd * \frac{fc28}{fe} = 0.23 * 100 * 13 * \frac{2.1}{400} = 1.56\ [cm^2\ ]$$

A=4.52 cm ^{2} > Amin=1.56 [cm^2] $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

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

$\boldsymbol{\tau_u} = v_u$ /b*d =21.2*10^3 / 1*0.13 =0.163 [MPa].

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$= **min (0.15*f_{c28}** / 1.5 , 4 MPa) = 2.5[MPa].

$\boldsymbol{\tau_u}$ =0.163[MPa] <$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ = 2.5 [MPa] $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

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

$\tau_{se}=v_u$ / 0.9 d$\sum ui$

$\sum ui$= 4*3.14*12= 150.72 [mm]

τ_{se} = 21.2*10^3 / 0.9*0.13*0.15072=1.202 [MPa]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 * 2.21 = 3.15[MPa]$$

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

d) longeur de scellement :

$l_s = \frac{Qf_e}{4\bar{\tau}}$:

$\bar{\tau}_s = 0.6\,\Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835$ [MPa]

$l_s = \frac{12*400}{4*2.835} = 420(mm)$ $\Longrightarrow$ Soit L_s=42[cm] $\Longrightarrow$ soit des crochets de langueur $L_a=0.4L_s=0.4*42=17$[cm]

e) Ecartement des barres :

- Armature principale :

e=20cm$\leq$min (3h, 33cm)=33 [cm] $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

- Armature de répartition :

e=20cm $\leq$(4h, 45cm) =45 [cm] $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

III.4.4. Calcul a LELS:

IIII.4.4.1.Calcul des efforts internes :

Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s\, l^2}{2} + g_s = \frac{8.99 * 1.35^2}{2} + 1.64 * 1.35 = 10.41[KN.m]$$

III.4.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS:

$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$ avec $\bar{\sigma_b}$=0.6*f_{c28} =0.6*25=15 [MPa]

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201.63\ [MPa]$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 * A_u}{b\ d} = \frac{100 * 4.52}{100 * 13} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \begin{cases} \beta_{1=} 0.908 \\ K_1 = 39.64 \end{cases}$$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_u} = \frac{10.41\ 10^3}{0.908*13*4.52} = 195.11 Mpa < \overline{\sigma_s} = 201.63[MPa]$ …… Condition vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.11}{39.65} = 4.92\ [MPa]$$

σ_b =4.92 Mpa< $\overline{\sigma_b} = 15\ [MPa]$ …… condition vérifiée.

III.4.4.3 Calcul de la flèche :

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

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} => \frac{15}{135} = 0.11 > 0.062$ ……..Condition vérifiée

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} => \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{10.41}{10.41*10} = 0.1$ …… …. Condition vérifiée

$\frac{A}{b\ d} \leq \frac{4.2}{f_e} => \frac{4.52}{100*13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ …… …… Condition vérifiée

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

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers les escaliers et la salle machine.

III.5 Plancher :

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

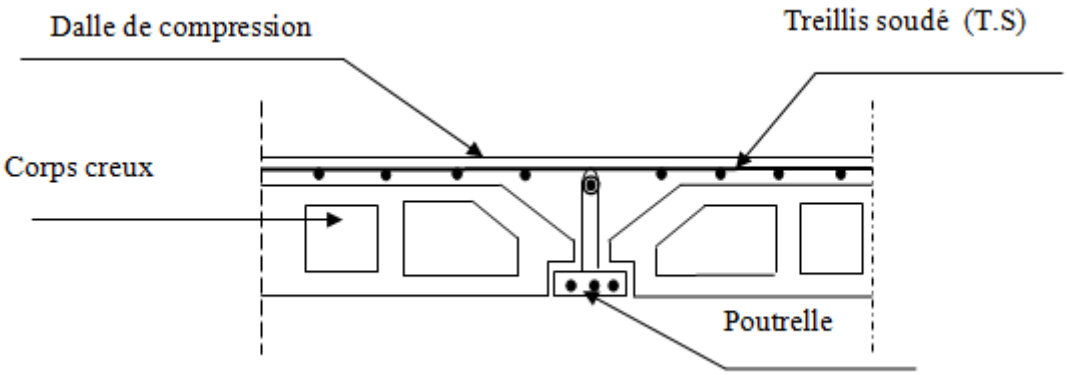


Fig. III.5.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux.

III.5.1 Dalle de compression :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépassée les valeurs minimales exigée par le BAEL 91 modifier 99 dans l'article B.6.8.423.

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

a) Calcul des armatures :

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

l : distance entre axes des poutrelles.

50cm< l <80cm

$$\rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5[cm^2/ml]$$

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

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

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0{,}63/2 = 0{,}315[cm^2]$$

Soit 4T4 avec un espacement de 20 [cm].

❖ **Conclusion :**

La dalle de compression sera ferraillée per treillis soudé TLE520 de dimension **5 x 4 x 200 x 200[** mm^2].

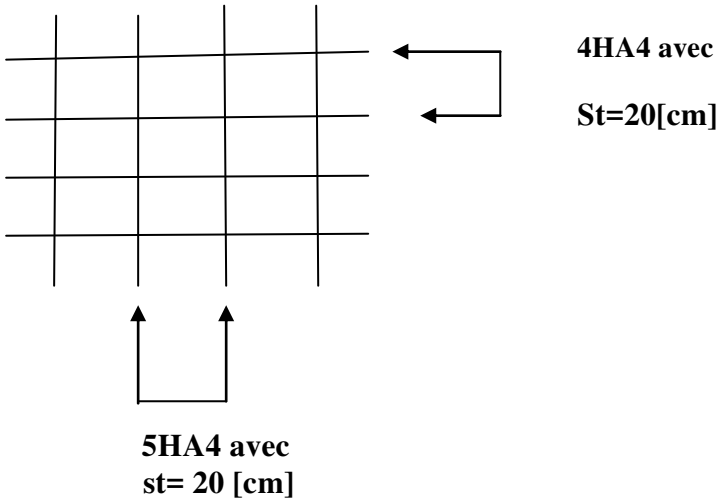


Fig. III.5.2 : Treillis soudés (200×200)

III.5.2 Etude des poutrelles :

L'étude des poutrelles se fait en deux parties :

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

III.5.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

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

❖ **Charges permanentes :**

-Poids propre : $G_1 = (0,04x0, 12)\ x25 = 0,12$ [KN/ml].

-Poids du corps creux : $G_2 = 0,95x0, 65 = 0,62$[KN/ml].

$G=.G_{1+}G_2=0$ .74 [KN /ml]

❖ **Charges d'exploitations :**

-Surcharge de l'ouvrier : Q = 1 [KN/ml].

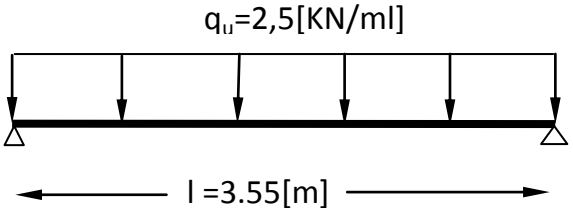
❖ **Combinaison de charge à l'ELU :**

$-q_u=1,35G+1,5Q$

$-q_u=1,35\ x\ (0,12 + 0,62) + 1,5\ x\ 1$

$-q_u=2,50$[KN/ml].

Schéma statique de la poutrelle
Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable



Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times 3.55^2}{8} = 3.938[kN.m]$$

Calcul de l'effort tranchant:

$$Tu = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2{,}5 \times 3.55}{2} = 4.438[KN]$$

❖ **Ferraillage:**

b = 12cm; c = 2cm; h = 4cm
d = 4-2 = 2 [cm] Avec : (d: la hauteur utile).

$$\mu_b = \frac{M_u}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{3.938 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14{,}2} = 5.778 > \mu_l = 0{,}392$$

Donc la section est doublement armée.

❖ **Conclusion :**

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

III.5.2.2 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une section en T, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.
Le BAEL propose les méthodes usuelles suivantes :

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

❖ **Charges et surcharges :**

Poids propre de plancher : G = 5.56 x 0.65 = 3.614 [KN/ ml]

Charge d'exploitation : Q = 1.5 x 0.65 = 0.975[KN/ml]

❖ **Combinaison de charge :**

ELU :

q_u=1.35G+1.5Q=1.35x3.614+ 1.5x0.975= ***6.341[KN/m]***

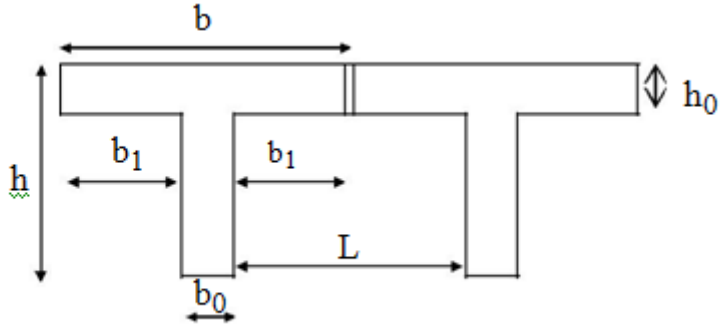


Fig. III.5.3 : schéma de la table de compression

Avec :
L: distance entre faces voisines de deux poutrelles (L=65-12=53cm).
b0 : largeur de la poutrelle (b0 =12 cm)
h0 : épaisseur de la dalle de compression (h0 = 4cm)
L1 : portée de la grande travée (L = 380cm)

b : Largeur de la compression

b1=min(L/2 ; L1 /10 ; 8h0)

b1=min (26.5 ; 38 ;32)

b1=26.5 [cm]

Donc : b=2 b1+ b0= (2×26.5) +12=65[cm]

III.5.2.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :
1. Choix de la méthode de calcul :
❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si : Q≤ max [2G ,5KN/m²].

Application : G = 3.614 x 2 = 7.228 [KN/ml]
5 x 0.65 = 3.25 KN/ml
Q=0,975[KN/ml] ≤ 7.228[KN/ml]. **Condition vérifiée**

La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation)……**Condition vérifiée.**
La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées…**Condition vérifiée.**
Les portées successives li et li+1 doivent être vérifiée.

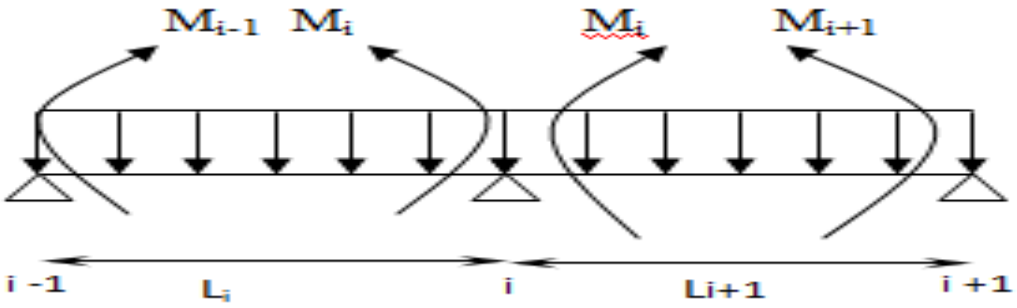
$0,8 \leq li / li+1 \leq 1,25$.
315/380= 0.82
380/290 = 1.31 >1.25…….. **Condition non vérifiée.**

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

❖ **Méthode des trois moments :**

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

Rappel de la méthode des (03) moments :



Moments aux appuis :

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

Moments en travées :

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

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

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

$$x = \frac{li+1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i + 1}$$

Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « **i** », $V(x) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

après

Au niveau d'un appui « **i+1** », $V(x) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

} les moments seront en valeur absolue

Avec :

Mi-1, Mi et Mi+1 : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

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

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

qi : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.
qi+1 : Charge répartie à droite de l'appui 'i+1'.

Calcul à l'ELU :

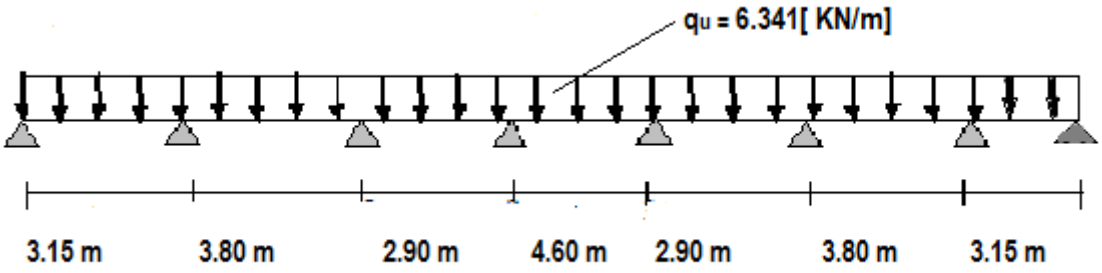


Figure III.5.4 schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

Appuis 1 : $M_0=0$

$3.15M_0 + 2M_1 13.9 + 3.08M_2 = -21.532\ q_U$

$13.9M_1 + 3.08M_2 = -q_u\ 21.532$

Appuis2 :

$3.08\ M_1 + 13.4M_2 + 2.9M_3 = -19.815\ q_u$

Appuis 3 :

$2.9M_2 + 15M_3 + 4.6\ M_4 = -30.431 q_u$

Appuis 4 :

$4.6M_3 + 15M_4 + 2.9\ M_5 = -30.431\ q_u$

Appuis 5:

$2.9\ M_4 + 13.4 M_5 + 3.8\ M_6 = -19.815\ q_u$

Appuis 6:

$3.8\ M_5 + 13.9 M_6 = -21.532\ q_u$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 13.9 & 3.8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 21.532 & & & & & \\ 3.8 & 13.4 & 2.9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.9 & 15 & 4.6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.6 & 15 & 2.9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.9 & 13.4 & 3.8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8 & 13.9 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \\ M4 \\ M5 \\ M6 \end{Bmatrix} = -q_u \begin{Bmatrix} 0 \\ 19.815 \\ 30.431 \\ 30.431 \\ 19.815 \\ 21.532 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution du système, on aura :

$M_1 = -1.3331 q_u$

$M_2 = -0.7900 q_u$

$M_3 = -1.4357 q_u$

$M_4 = -1.4357 q_u$

$M_5 = -0.7900 q_u$

$M_6 = -1.3331 q_u$

q_u= 6.341 [KN/ml]

Moments aux appuis :

$M_0 = 0.3\ q_u\ L^2 / 8 = -2.359$ [KN.m]

$M_1 = -8.453$ [KN. m]

$M_2 = -5.009$ [KN .m]

$M_3 = -9.106$ [KN .m]

$M_4 = -9.106$ [KN. m]

$M_5 = -5.009$ [KN. m]

$M_6 = -8.453$ [KN. m]

$M_7 = 0.3\ q_u\ L^2 / 8 = -2.359$ [KN.m]

M0 et M7 sont des moments isostatiques de la travée considérée.

Tableau représentatif des moments et des efforts tranchants :

Travée	Travée	X[m]	M_{max}[KN.m]	V_i [KN]	V_{i+1} [KN]
Travée 0-1	**3.15**	**1.27**	**2.754**	**8.05**	**-11.92**
Travée 1-2	**3.80**	**2.04**	**4.779**	**12.95**	**-11.14**
Travée 2-3	**2.90**	**1.227**	**-0.234**	**7.78**	**-10 .61**
Travée 3-4	**4.60**	**2.1**	**7.539**	**14.58**	**-14.58**
Travée 4-5	**2.90**	**1.673**	**-0.234**	**10.61**	**-7.78**
Travée 5-6	**3.80**	**1.757**	**4.779**	**11.14**	**-12.95**
Travée 6-7	**3.15**	**1.88**	**2.754**	**11.92**	**-8.05**

Diagrammes des efforts internes :

- **Diagramme des efforts tranchants :**

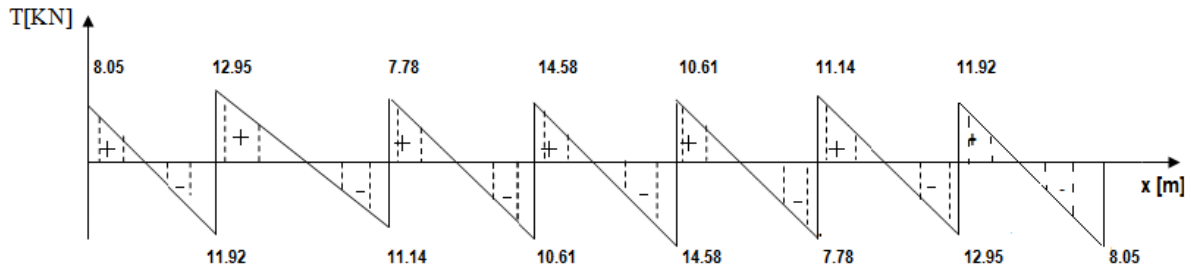


Fig. III.5.5 Diagramme des efforts tranchants

- **diagramme des moments :**

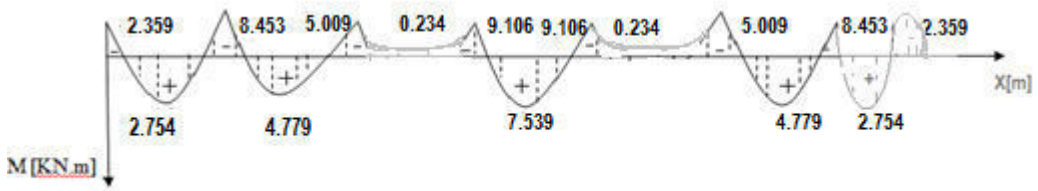


Fig. III.5.6 Diagramme des moments fléchissant

III.5.2.4 Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

M_t^{max} = 7.539[KN. m]
Ma^{max} = 9.106[KN. m]

III.5.2.5 Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b.h_0.f_{bc}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$M_t = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 10^3 = 59{,}072$ [KN. m]

$M_t = 59{,}072$[KN.m] > M_t^{max}= 7.539[KN.m] ⟶ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7.539 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0.025 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0{,}025$ ⟶ $\beta = 0{,}987$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{B.d.\sigma_s} = \frac{7.539 \times 10^3}{0{,}987 \times 18 \times 348} = 1.22[\text{cm}^2]$$

A_{st} = 1.22 [cm^2] soit **3HA10 = 2.35 [cm^2].**

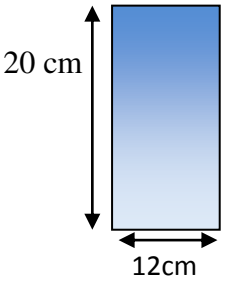
III.5.2.6 Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (b_0 x h).

M_a^{max} = 9.106[KN.m]

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0.d^2.f_{bc}} = \frac{9.106 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14{,}2} = 0{,}165 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0.165$ ⟶ $\beta = 0{,}9095$



$$A_a = \frac{Ma^{max}}{B.d.\sigma_s} = \frac{9.106 \text{ x } 10^3}{0{,}9095\text{x } 18 \text{ x } 348} = 1.59[\text{ cm}^2]$$

A_a= 1,59[cm^2] soit **2 HA12 = 2.26 [cm^2]**

III.5.2.7 Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \le \min\left(\frac{h}{35};\frac{b_O}{10};\phi_l\right)$$

$$\phi \le \min\left(\frac{20}{35};\frac{12}{10};12\right) = 0{,}571[\text{cm}]$$

$\phi \le 0.571cm$ On prend $\phi = 6\text{mm}$

On adopt: $2\,\phi\,6 \rightarrow A_t = 0.56$ [cm^2]

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de φ6

III.5.2.8 Espacement des armatures transversales :

$$S_t \le \min(0{,}9d;40cm) = \min(16{,}2;40) = 16{,}2[cm]$$

On prend **: S_t = 15[cm].**

III.3 Vérification à L'E.L.U :

III.3.1 Vérification de la contrainte tangentielle :

Lorsque les armatures transversales sont droites $(\alpha = 90°)$ on doit vérifier que :

$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min(0{,}13fc28 ; 5\text{MPa})$ **(fissuration peu nuisible)**

$\bar{\tau}_u = \min(3{,}25\text{MP}_a ; 5\text{MP}_a) = 3{,}25[\text{MPa}]$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0.d} = \frac{12.95x10^3}{120x180} = 0.599[\text{MPa}]$$

$\tau_u = 0{,}599[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3{,}25[\text{MP}_a]$ ..... **Condition vérifiée.**

III.5.3.2 Condition de non fragilité :

$$A_{min}= \left(\frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{fe}\right)= \left(\frac{0,23x12x18x2,1}{400}\right)= 0,26\ [cm^2]$$

En travée :

$A_t= 2,35[cm^2] > A_{min}= 0,26[cm^2]$ ..... **Condition vérifiée.**

Aux appuis :

$A_a=2.26\ [cm^2] > A_{min}=0,26[cm^2]$ ..... **Condition vérifiée.**

III.5.3.3 Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se}= \frac{V_{max}}{0,9.d.\Sigma u_i}= \frac{12.95x10^3}{0,9x180x3x10x3.14}= 0.848[MPa]$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entrainement des barres est :

$\bar{\tau}_{se}= \psi_s.f_{t28} =1,5 \times 2,1 = 3,15\ [MPa]$ avec $\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

Donc $\tau_{se} = 0.848[MPa] \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15[MPa]$ ..... **condition vérifiée.**

III.5.3.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0,4.a.b_0.f_{c28}/\gamma_b$ avec a=0,9d

$V_u^{max} \leq 0,4x0,9x18x12x2,5/1,5= 129,6[KN]$

$V_u^{max}= 12.95\ [KN] < 129,6\ [KN]$ ..... **condition vérifiée.**

III.5.3.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{fe}.\left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d}\right)$$

$V_u^{max}= 12.95\ [KN]$; $M_a^{max} = 9.106[KN.m]$

$$\frac{\gamma_s}{fe}.\left(V_u^{\max}+\frac{M_{\max}}{0{,}9.d}\right)=\frac{1.15}{400\times10^{-1}}\text{x}\left(12.95-\frac{9.106}{0{,}9x0{,}18}\right)=-1.24<0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

III.5.3.6 Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$l_s=\frac{\varphi.Fe}{4\tau_{su}}$ avec $\tau_{su}=0{,}6.\psi_s^2.f_{t28}$ avec ψ_s : coefficient de scellement.

ψ_s **= 1,5** pour les barres à haute adhérence

$\tau_{su}= 0{,}6 \text{ x } (1{,}5)^2\text{x}2{,}1= 2{,}835$ [MPa]

D'où $l_s=\frac{12x400}{4x2{,}835}=423.28$ [mm]

Donc **l_s= 45[cm]**

III.5.4 Calcul à L'E.L.S :

III.5.4.1 Calcul des moments isostatiques :

Q_s =4.589[KN/ml]

$M_{001} = M_{067} =Q_s.L^2/8 = 4 .589\text{x } (3.15)^2/8 = 5.69$ [KN.m]

$M_{012} = M_{056} =Q_s.L^2/8 = 4.589\text{x } (3.80)^2/8=8.28$ [KN.m]

$M_{034} =Q_s.L^2/8 = 4.589\text{x } (4.60)^2/8= 12.14$ [KN.m]

$M_{023}=M_{045}=4.589\text{x}(2.09)^2/8= 4.82$ [KN.m]

III.5.4.2 Moments en Travées:

$M_{t0\text{-}1}=M_{t6\text{-}7} = 0.75\text{x } M_{001} =4.27$[KN.m]

$M_{t\,1\text{-}2}= M_{t5\text{-}6} =0.7\text{x } M_{012} = 5.80$[KN.m]

$M_{t\,2\text{-}3} = M_{t\,4\text{-}5} =0.7\text{x } M_{023}= 3.37$[KN.m]

$M_{t\,3\text{-}4} =0.7\text{x } M_{034}=8.50$[KN.m]

III.5.4.3 Calcul des Moments sur appuis:

$M_0 =0.\ 3M_{001} = 1.71$[KN.m]

$M_1=0.5\max(M_{001}\,;M_{012})= 4.14$[KN.m]

$M_2=0.4 \max (M_{012}, M_{023}) = 3.31$[KN.m]

M_3=0.4 max (M_{023}, M_{034}) = 4.86[KN.m]

M_4=0.4 max (M_{034}, M_{045}) = 4.86[KN.m]

M_5=0.4 max (M_{045}, M_{056}) = 3.31[KN.m]

M_6=0.5 max (M_{056}, M_{067}) = 4.14 KN.m

M_7=0.3M_{067} = 1.71[KN.m]

III.5.4.4 Calcul de l'effort tranchant :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{q_s.L}{2}$$

$T_e = T_w - q_s.L$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.
Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w[KN.m]	1.71	4.14	3.31	4.86	4.86	3.31	4.14
M_e[KN.m]	4.14	3.31	4.86	4.86	3.31	4.14	1.71
T_w[KN]	6.46	8.94	6.12	10.55	7.19	8.50	8
T_e[KN]	-7.99	-8.5	-7.19	-10.56	-6.12	-8.94	-6.46
M_t[KN.m]	4.27	5.80	3.37	8.50	3.37	5.80	4.27

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- **diagramme des efforts tranchants :**

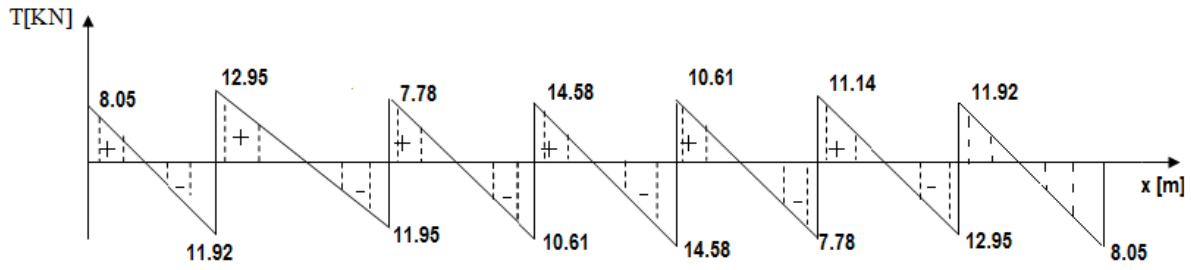


Fig. III.5.6 Diagramme des efforts tranchants

- **diagramme des moments :**

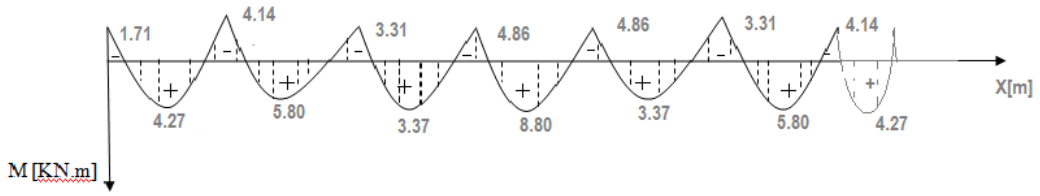


Fig. III.5.7 Diagramme des moments fléchissant

III.5.5 Vérification à l'ELS :

III.5.5.1 Vérification des contraintes :

a) En travée :

$M_t^{max} = 8.50[KN \cdot m]$

✓ **Dans les aciers** :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ avec $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$ Fissuration peu nuisible

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100x2,35}{12x18} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow K_1 = 19,80 \rightarrow \beta_1 = 0,8563$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,05$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{8.50x10^6}{0,8563x180x235} = 234.67[MPa] \leq 348[MPa].....OK$$

✓ **Dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}[MPa]$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\ [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,05x228,81 = 11,44[MPa] \prec 15[MPa].....OK$$

b) En appuis :

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b_0.h) :

$M_a^{\max} = 4.86[\,KN.m]$

✓ **Dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100x2.26}{12x18} = 1.046$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow K_1 = 20.34 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.34} = 0{,}049$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ avec $\overline{\sigma_s} = 348[MPa]$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{4.86x10^6}{0.859x180x226} = 139.08[MPa] \leq 348MPa.....OK$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (Condition vérifiée).

✓ **Dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \mathrm{K}.\sigma_{st} = 0.049\mathrm{x}139.08 = 6.81[MPa] \prec 15[MPa]$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.5.5.2 Vérification des ouvertures de fissuration :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

II.5.5.3 Etat limite de déformation : (BAEL91. Art.B68.4.24)

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{L}} \geq \frac{\mathrm{M_t}}{15\mathrm{M_0}}$
- $\frac{\mathrm{A_s}}{\mathrm{b_0 d}} \leq \frac{3.6}{\mathrm{F_e}}$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

M_0 : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

L : portée libre.

d : hauteur utile.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.05 \succ \frac{1}{22.5} = 0,044$ (condition vérifiée)
- $\frac{h}{L} = 0,05 \prec \frac{8.50}{15x8.54} = 0.06$ (condition non vérifiée).
- $\frac{235}{120x180} = 0,0109 \succ \frac{3,6}{400} = 0,009$ (condition non vérifiée).

La deuxième et la troisième conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III.5.5.4 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

a°) $F_v = \frac{M_t^{ser}.l^2}{10xE_v xI_{fV}} \prec \frac{l}{500}$ *avec* $I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu\lambda_V}$

b°) $F_i = \frac{M_t^{ser}.l^2}{10xE_i xIF_i} \prec \frac{l}{500}$ *avec* $I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\mu\lambda i}$

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.87[MPa]$

$E_i = 3E_v = 3x10818,87 = 32456,61[MPa]$

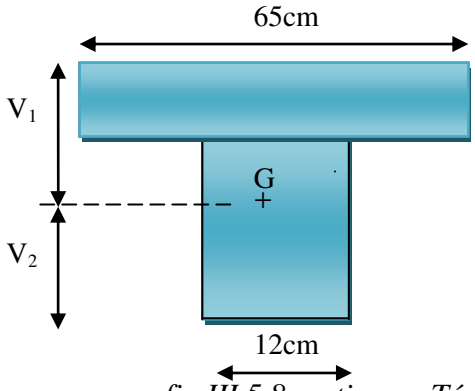


fig III.5.8 section en Té

a) Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_t$

$B_0 =$ section du beton

A= section d'armature tendue

$B_0 = 12x20 + (65-12)x4 + 15x2,35 = 487,25[cm^2]$

b) **Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :**

$$S/_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^{\ 2}}{2} + 15A_{st}d$$

$$S/_{XX} = \frac{12x(20)^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + (15x2{,}35x18) = 3458{,}5[cm^3]$$

$$V_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{3458{,}5}{487{,}25} = 7{,}1[cm]$$ V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7{,}1 = 12{,}9[cm]$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}.(V_1^{\ 3} + V_2^{\ 3}) + (b - b_0).h_0.[\frac{h_0^{\ 2}}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2] + 15.A.(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}.(7{,}1^3 + 12{,}9^3) + (65-12).4.[\frac{4^2}{12} + (7{,}1 - \frac{4}{2})^2] + 15x2{,}35.(12{,}9-2)^2$$

$I_0 = 20003{,}24[cm^4]$ (moment d'inertie de la section homogénéisée)

$\rho =$ le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_t}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12x18} = 0{,}011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{8.50x10^6}{0{,}8563x180x235} = 234[MPa]$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05f_{t28}}{\rho.(2+\frac{3b_0}{b})}$$ Pour les déformations instantanées

$$\lambda_i = \frac{0{,}05x2{,}1}{0{,}011.(2+\frac{3x12}{65})} = 3{,}74$$

$\lambda_V = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5}x3{,}74 = 1{,}5$ Pour les deformations de longues durée.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_S + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{4x0{,}011x234 + 2{,}1} = 0{,}296$$

$$I_{f_V} = \frac{1{,}1I_0}{1+\mu\lambda_v}\frac{1{,}1x20003{,}24}{1+(0{,}296x1{,}5)} = 15237.93[cm^4]$$

$$I_{f_i} = \frac{1{,}1I_0}{1+\mu\lambda_i} = \frac{1{,}1x20003{,}24}{1+(0{,}296x3{,}74)} = 10442.87[cm^4]$$

Donc :

$$F_V = \frac{8.50x10^2x(360)^2}{10x1081{,}887x15237.93} = 0{,}668[cm] \prec \frac{360}{500} = 0{,}720[cm]$$ (Verifiée)

$$F_i = \frac{8.50x10^2x(360)^2}{10x3216.420x10442.87} = 0{,}327[cm] \prec \frac{360}{500} = 0{,}720[cm]$$ (Verifiée)

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

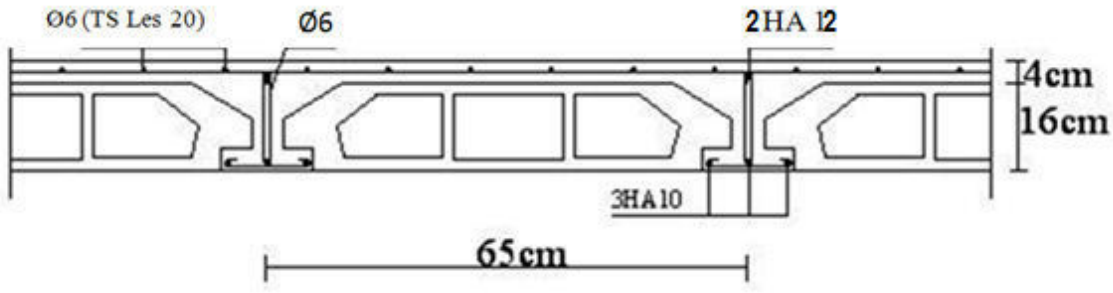


Fig. III.5.9 Ferraillage du plancher en corps creux

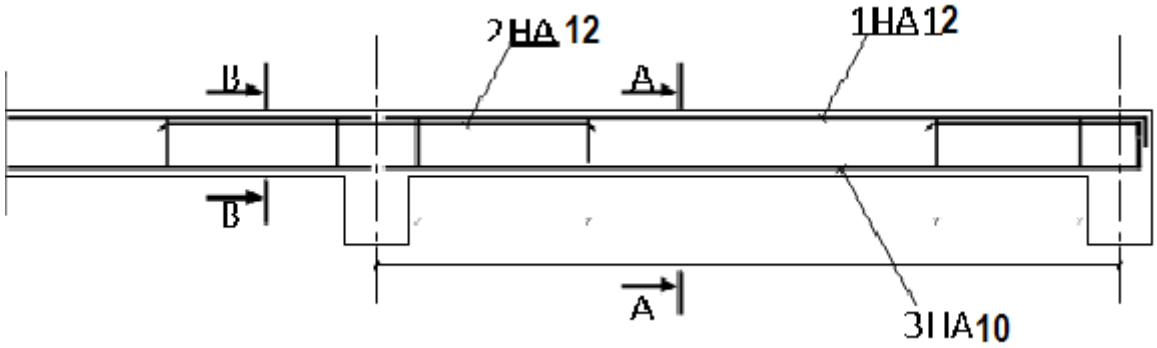
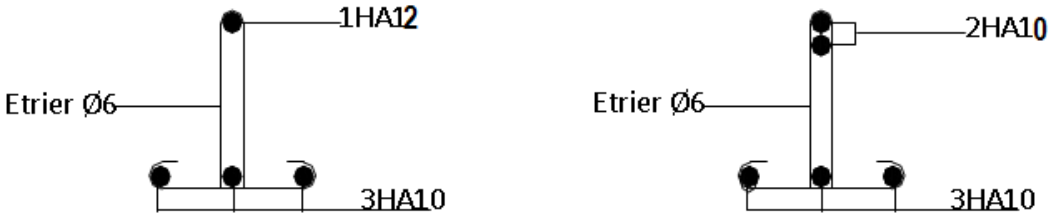


Fig. III.5.10 Ferraillage de la poutrelle



Ferraillage en coupe A-A *Ferraillage en coupe B-B*

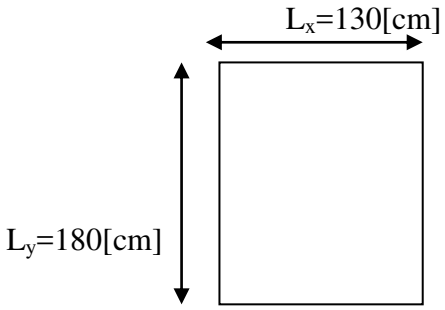
Fig. III.5.11 Ferraillage en coupes

III.6. Etude de la salle machine

Introduction:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par Rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de L'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par Rapport à la dalle.

La surface de sa cabine est ($1.3\times1.8= 2.34[m^2]$).



- La charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes (P = 80 kN).
- La vitesse d'entraînement est: V=1[m/s]

III.6.1 Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle:

Nous avons deux conditions à vérifier :

. Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33$$

. **Condition de la RPA 2003 :**

le RPA 2003 exige une épaisseur $h_t \geq 12cm$; On prend : $\mathbf{h_t = 15[cm].}$

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) 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).

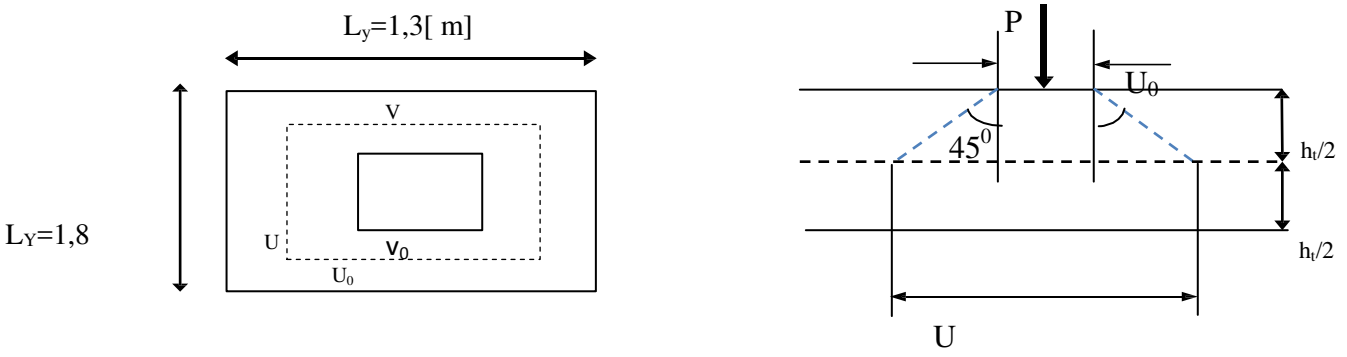


Fig.III.6.1 schéma statique de la salle machine.

On a: $\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$

Avec :

ξ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton en le prend égal à 1).

h_t = 15cm ; e=0 (pas de revêtement).

($U_0 \times V_0$) zone dans laquelle P est concentrée.

U_0 = 119[cm]; V_0 =102[cm]

D'où : U = 119 + 0 + 15 = 144[cm]

V = 102 + 0 + 15 = 117[cm]

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{180} = 0{,}72$; $0{,}4 \leq \rho \leq 1$ $\rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.

a) Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$M_x = P\,(M_1 + \nu.M_2)$

$M_y = P\,(M_2 + \nu.M_1)$

Avec:

M_1 et M_2 : coefficients à déterminer à partir des abaques de ***PIGEAUD***, en fonction des rapports $\frac{L_x}{L_y}$; $\frac{U}{L_x}$; $\frac{V}{L_y}$

ν: coefficient de poisson; à **l'ELU** **$\nu = 0$**

$\frac{V}{L_x} = \frac{117}{130} = 0{,}9$ $\frac{U}{L_y} = \frac{144}{180} = 0{,}8$

Après interpolation : $M_1 = 0.062$; $M_2 = 0.029$

$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.062 = 6{,}696$[kN.m]

$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.029 = 3{,}132$ [kN.m]

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

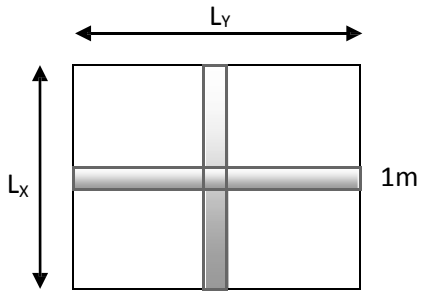
Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Après interpolation on trouve : $\mu_x = 0.0658$; $\mu_y = 0.464$

Poids propre de la dalle G = 0.15×1×25 = 3.75 [kN/ml]

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1[kN/ml]



q_u = 1.35G+1.5Q = 1.35×3.75+1.5×1 = 6.5625 [kN/ml]

M_{x2} = 0.0658×6.5625× $(1.3)^2$ = 0,73[kN.m]

M_{y2} = 0, 464×0.73 = 0, 34[kN.m]

c) Superposition des moments

$M_x = M_{x1}+M_{x2}$ = 6,696+0.73 = 7,426[kN.m]

$M_y = M_{y1}+M_{y2}$ = 3,132 +0.34 = 3,472[kN.m]

d) Ferraillage de la dalle:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- ✓ 0,85dans le sens de la petite portée en travée
- ✓ 0,75 dans le sens de la grande portée en travée
- ✓ 0, 5 aux appuis.
- ✓ Les moments aux appuis seront négatifs

❖ **Dans le sens de la petite portée (x-x)**

- **En travée :**

$M_u = 0.85M_x$ =0.85×7,426 = 6,312[kN.m].

$$\mu = \frac{M_t}{B\, d^2 f_{bu}} = \frac{6{,}312 .10^5}{100 .12^2.1420} = 0{,}031 < 0.392$$ Section simplement armée ; β =0,984

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d\, \sigma_{st}} = \frac{6{,}312 .10^5}{0{,}984.12.34800} = 1{,}54\ cm^2$$ soit: 4Ø8 (A_t=2.01cm²) avec un espacement S_t = 25[cm]

- **Aux appuis :**

$M_a = M_{ux} = 0.5M_x = 0.5\times7,426 = 3,713$[kN.m].

$$\mu = \frac{M_a}{B\, d^2 f_{bu}} = \frac{3,713.10^5}{100.12^2.1420} = 0,018$$

$\mu = 0.018 < 0.39$ Section simplement armée ; D'où : $\beta = 0.991$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3,713.10^5}{0,991.12.34800} = 0,9\text{cm}^2$$

Soit: 4Ø8 (2.01cm²) avec un espacement $S_t = 25$[cm].

❖ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**

- **En travée :**

$M_{uy} = 0.75M_y = 0.75\times3,472 = 2,604$[kN.m].

$$\mu = \frac{M_t}{B\, d^2 f_{bu}} = \frac{2,604.10^5}{100.12^2.1420} = 0,013$$

$\mu = 0.013 < 0.392$ Section simplement armée, d'où : $\beta = 0.993$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2,604.10^5}{0,993.12.34800} = 0,63[\text{cm}^2]$$

Soit 4Ø8 (A_t=2.01cm²) avec un espacement S_t =25[cm]

- **Aux appuis :**

$M_{uy} = 0.5\times3,472 = 1,736$[kN.m].

$$\mu = \frac{M_a}{B\, d^2 f_{bu}} = \frac{1,736.10^5}{100.12^2.1420} = 0,008$$

$\mu = 0.008 < 0.392$ Section simplement armée ; d'où : $\beta = 0.996$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d\,\sigma_{st}} = \frac{1,736.10^5}{0,996.12.34800} = 0,42[\text{cm}^2]$$

Soit 4Ø8 (A_a=2.01cm²) avec un espacement $S_t = 25$[cm]

III.6.2 Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4 / BAEL91)

✓ **Suivant (x-x):**

$$A_{min} \geq \frac{\rho_0}{2} . S . (3 - \frac{L_x}{L_y}) = \frac{\rho_0}{2} . b . h_t . (3 - \frac{L_x}{L_y})$$

Avec :ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; ρ_0= 0.8‰

$$\mathrm{A_{min}} \geq \frac{0{,}0008}{2} . 100.12. (3 - 0.72) = 1,37[\mathrm{cm^2}].$$

$$\mathrm{A_{min}} \geq \mathrm{A} = 2{,}01[\mathrm{cm^2}]$$

✓ **Suivant (y-y)**

$A_{min} \geq \rho_0 \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1{,}2[cm^2]$

$A_{min} \leq A = 2{,}01[cm^2] \Rightarrow$ condition vérifiée

Au final : La section d'armatures choisie est suffisante dans les deux sens.

b) Ecartement des barres (Art A.8.2,42/ BAEL91)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25[cm] ;

$S_t = 25[cm] \leq (2h = 30cm ; 25cm)$ ---------- condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33[cm] ;

$S_t = 25cm \leq (3h = 45cm ; 33cm)$ ---------- condition vérifiée.

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2,42/ BAEL91)

$$Q_u \leq 0{,}045.U_c.h_t.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(1.3+1.8) = 6{,}2$[m]

$$Q_u = 1{,}35.80 \leq 0{,}045.6{,}2.0{,}15.\frac{25.10^3}{1{,}5}$$

Qu=108[kN/ml] < 697,5[kN/ml] ⟶ condition vérifiée.

d) Verification des constraints tangentielles:

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge :

AU MILIEU DE U :

U ≥ V

$$T = \frac{P}{(2U+V)} = \frac{80}{(2x1{,}44+1{,}17)} = 19{,}75[KN]$$

AU MILIEU DE V :

U ≥ V

$$T = \frac{P}{3U} = \frac{80}{3\ .1{,}44} = 18{,}52[KN]$$

T_{max} = max (19, 75[KN] – 18, 52[KN])

T_{max} =19, 75 [KN]

Ainsi on aura : $\tau = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{19{,}75.10^3}{1000.120}$ =0,165 [MPa].

$$\tau \leq \tau = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$\tau = 0.165 \leq \tau = 3.33$ MPa $\rightarrow$ condition vérifiée

III.6.3 Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage

A L'ELS: $\nu = 0.2$ **;** $M_1 = 0{,}062$ [kN.m]; $M_2 = 0{,}029$ [kN.m]

$M_{x1} = 80(0{,}062 + 0.2 \times 0{,}029) = 5{,}424$[kN.m]

$M_{y1} = 80(0.2 \times 0{,}062 + 0{,}029) = 3{,}312$[kN.m]

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x = 0.0719$; $\mu_y = 0.608$

$q_s = G+Q = 3.75+1 = 4.75$[kN/ml]

$M_{x2} = 0.0719 \times 4.75 \times (1.3)^2 = 0.58$[kN.m]

$M_{y2} = 0.608 \times 0.58 = 0.35$[kN.m]

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 5{,}424+0.58 = 6{,}004\text{[kN.m]} \\ M_y = 3{,}312+0.35 = 3{,}662\text{[kN.m]} \end{cases}$$

d) Ferraillage de la dale:

❖ **Dans le sens de la petite portée(x-x)**

- **En travée :**

$M_s = 0.85 \times 6{,}004 = 5{,}10$[kN.m]

$\mu_s = \frac{M_s}{b.d^2\,\sigma_{st}} = \frac{5{,}10.10^5}{100.12^2.40000} = 0.0009 \rightarrow \beta_s = 0.948$

$A_t = \frac{M_S}{\beta.d\,\sigma_{st}} = \frac{5{,}10.10^5}{0{,}948.12.40000} = 1.12$ [cm²]

- **Aux appuis :**

$M_s = 0.5 \times 6{,}004 = 3{,}002$ [kN.m]

$\mu_s = \frac{M_s}{b.d^2\,\sigma_{st}} = \frac{3{,}002.10^5}{100.12^2.40000} = 0.00052 \rightarrow \beta_s = 0.960$

$A_t = \frac{M_S}{\beta.d\,\sigma_{st}} = \frac{3{,}002.10^5}{0{,}960.12.40000} = 0{,}65$ [cm²].

❖ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**

- **En travée :**

$M_s = 0.75 \times 3{,}662 = 2{,}75$[kN.m]

$\mu_s = \frac{M_s}{b.d^2\,\sigma_{st}} = \frac{2{,}75.10^5}{100.12^2.40000} = 0.0005 \rightarrow \beta_s = 0.961$

$A_t = \frac{M_S}{\beta.d\,\sigma_{st}} = \frac{2{,}75.10^5}{0{,}961.12.40000} = 0{,}60$ [cm²]

- **Aux appuis :**

$M_s = 0.5 \times 3{,}662 = 1{,}831$ [kN.m]

$\mu_s = \frac{M_s}{b.d^2\,\sigma_{st}} = \frac{1{,}831.10^5}{100.12^2.40000} = 0.00032 \rightarrow \beta_s = 0.968$

$A_t = \frac{M_S}{\beta.d\,\sigma_{st}} = \frac{1{,}831.10^5}{0{,}968.12.40000} = 0{,}39$ [cm²]

Conclusion : les armatures calculées à l'**ELU** sont justifiées à l'**ELS**.

III.6.4 Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x

- **En travée:**

M_s = 5, 10 [kN.m]; A_t= 2.01[cm²]

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.2{,}01}{100.12} = 0.1675$$

k_1 = 59.91 β_1=0.933

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d\ .A_t}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5{,}10.10^6}{0{,}933.120.2{,}01.100}$$

σ_{st} =226,63[MPa]

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{226,63}{59,91} = 3,78[MPA] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6xf_{c28} = 0,6x25 = 15[MPA]}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

M_s = 3,002[kN.m] ; A_a= 2.01cm²

ρ_1 = 0.1675 → k_1 = 59.91

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d\ .A_a} = \frac{3{,}002.10^6}{0{,}933.120.2{,}01.100}$$

σ_{st} =133,39[MPa]

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{133,39}{59,91} = 2,23[MPA] \leq \sigma_{bc} = 0,6xf_{c28} = 0,6x25 = 15[MPA]}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ ⟶ Condition vérifiée.

b) Sens y-y

- **En travée:**

M_s = 2,75[kN.m], A_t = 2.01[cm²]

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.12} = 0.1675$$

k_1 = 59.91 β_1=0.933

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d\,.A_t}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,75.10^6}{0,933.120.2,01.100}$$

$$\sigma_{st} = 122,20[MPa]$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122,20}{59,91} = 2,04[MPA] \leq \sigma_{bc} = 0,6xf_{c28} = 0,6x25 = 15[MPA]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

M_s = 1,831[kN.m] ; A_a = 2.01[cm²]

ρ_1= 0.1675 → k_1 = 59.91

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d\,.A_a}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,831.10^6}{0,933.120.2,01.100}$$

$$\sigma_{st} = 81,36[MPa]$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{81,36}{59,91} = 1,36[MPA] \leq \sigma_{bc} = 0,6xf_{c28} = 0,6x25 = 15[MPA]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de fissuration**

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

III.6.5 Plan de ferraillage de la dalle pleine de la salle machine :

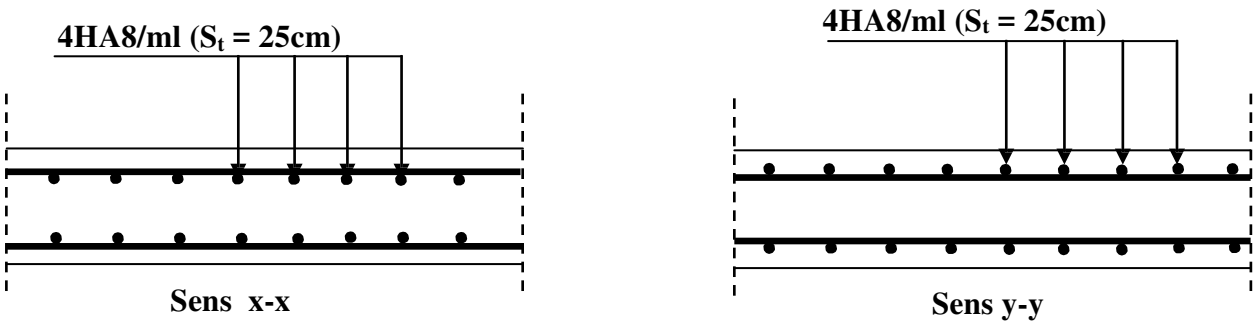
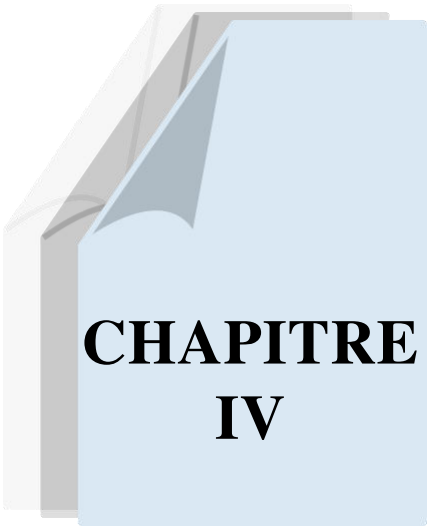


Fig. III.6.2 : Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine



CHAPITRE IV

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE ET VÉRIFICATION

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.1- Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :
Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :
Zone II_a: groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 26 .1 m).
(**RPA 99/mod2003 art 4.1.2**).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (**RPA 99/mod2003 art 4.1.3**).

Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.1.1- Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3).**Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2- Modélisation :

IV.2.1 -Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2.2-Description du logiciel *ETABS :*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code*, *UBC*, *ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.2.3-Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile
Elément : élément
Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
Loads : charge
Uniformedloads : point d'application de la charge
Define : définir
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre

IV.2.4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS **(fig.IV.1)**

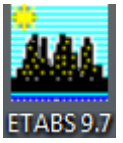


fig.IV.1-Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



fig.IV.2-fenêtre de dialogue.

IV.2.5-Etapes de modélisation :

IV.2.5.1- Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

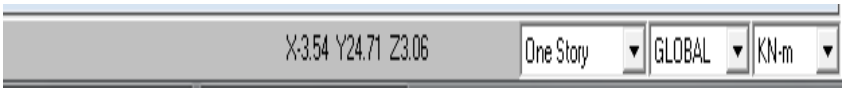


fig.IV.3- Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model,** une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **deffault.edb**

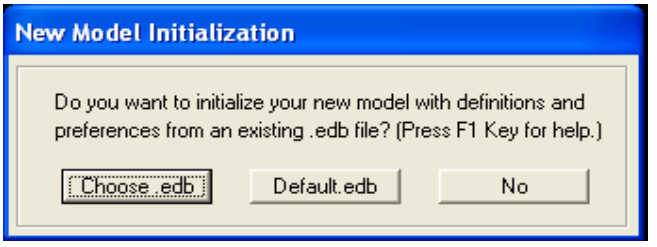


fig.IV.4-choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

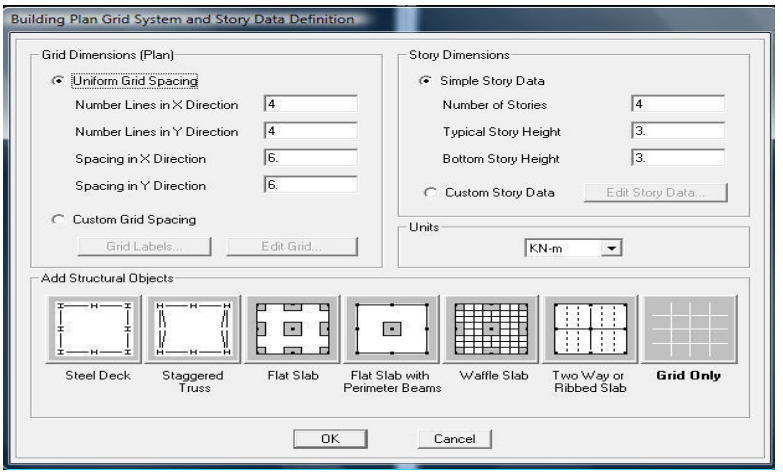


fig. IV.5-introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y.
On clique sur **Custom Grid Spacing**
La fenêtre suivante s'affiche :

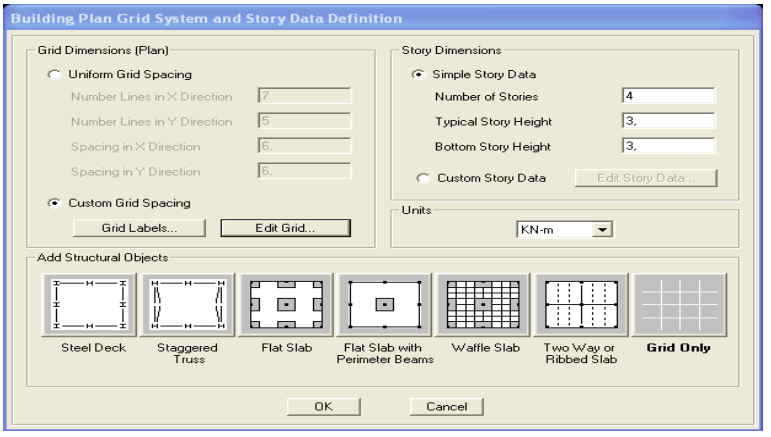


fig.IV.6-Introduction le nombre de portiques

puis sur **Edit Grid** .

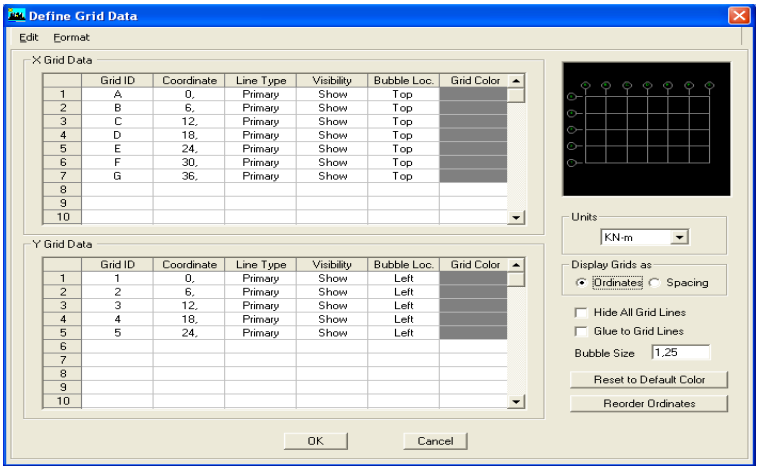


fig.IV.7-Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduise le nombre des niveaux. On clique sur **simplestory data** et on remplit la case **Number of Story** puis on coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data.**

La fenêtre suivante s'affiche :

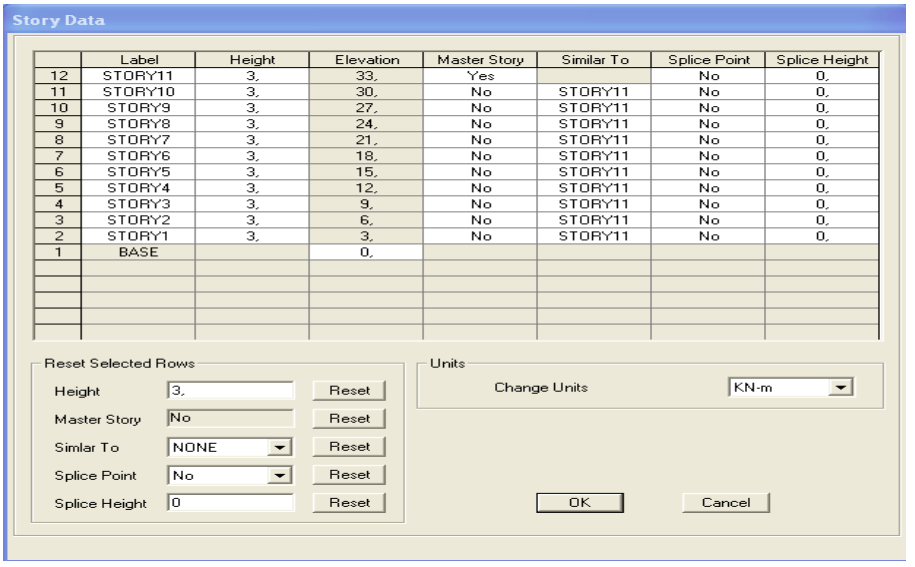


fig.IV.8-Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok.**

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z.**

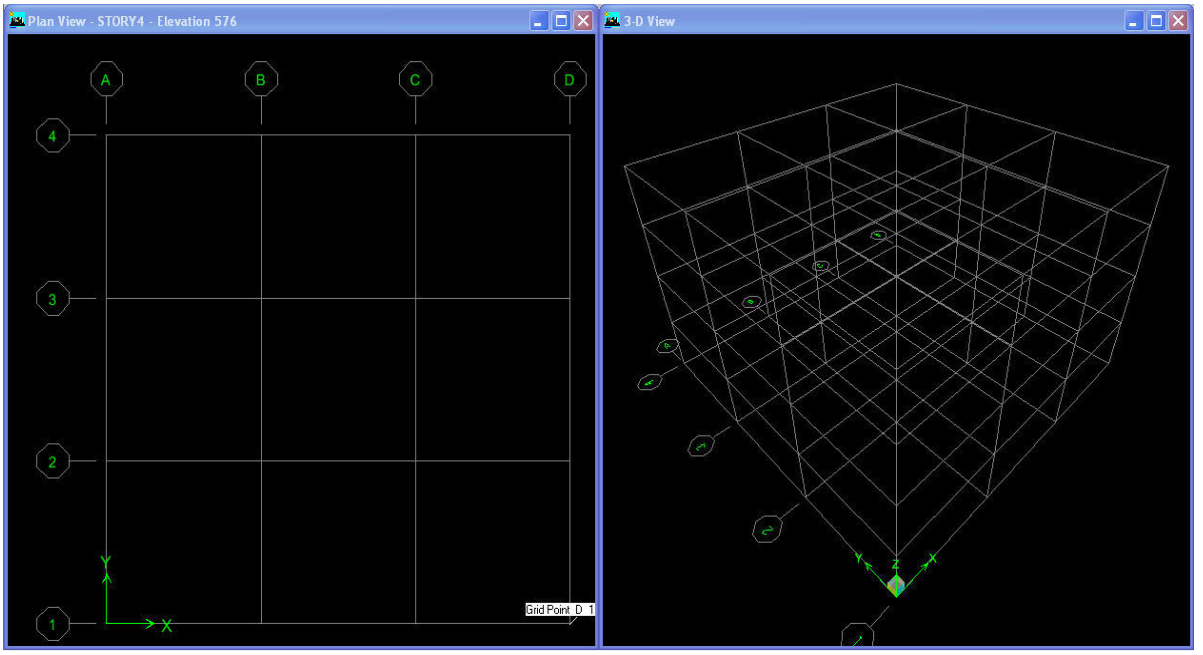


fig.IV.9-les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- Pour modifié les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**
- Pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference Planes.**

La fenêtre suivante s'affiche :

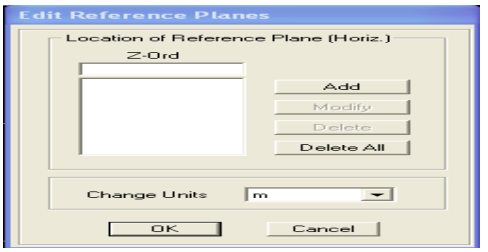


fig .IV.10-introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok.**

IV.2.5.2-Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélections le matériau **CONC.**

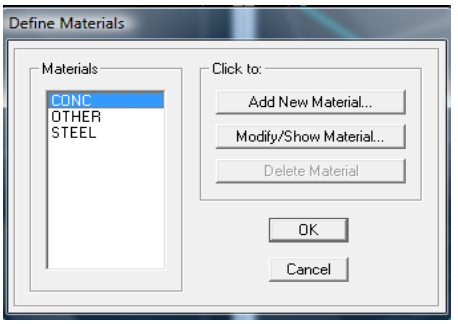


fig.IV.11-définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

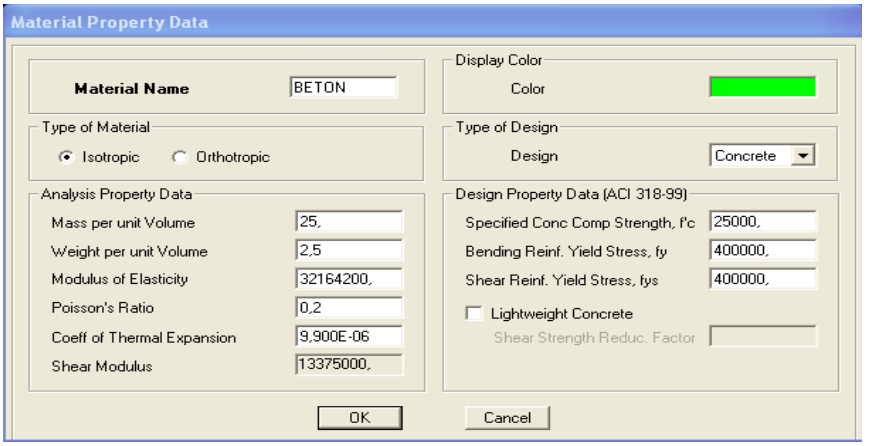


fig.IV.12- définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour le utilisé prochainement.
On clique sur **Add New Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

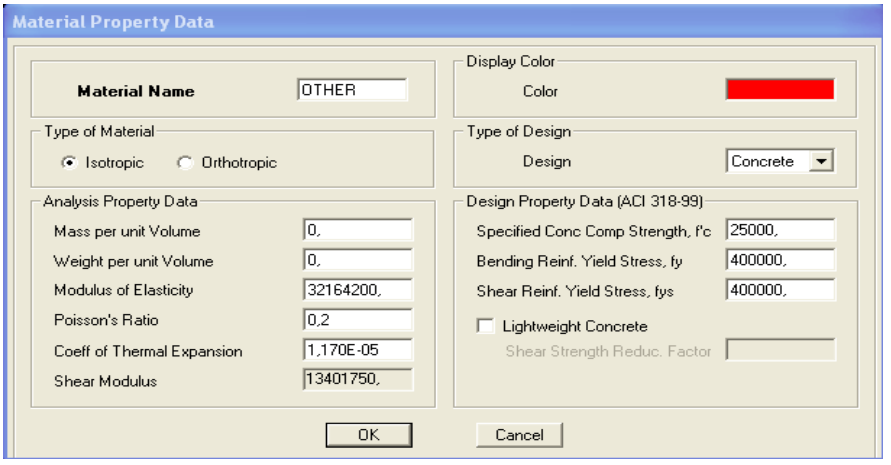


fig.IV.13-définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok.**
Remarque :

On a défini deux types de matériaux pour un but:
Que l'ETABS n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de ce dernier différemment aux autres éléments. Par ce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

IV.2.5.3-Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires **(ps)** et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRctangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.

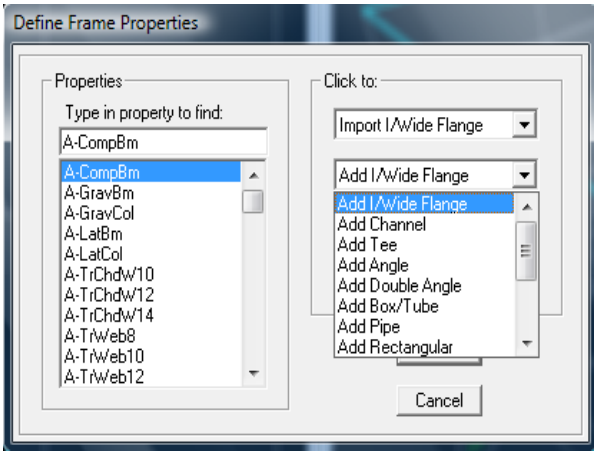


fig. IV.14-définition des section

Et on choisit **Material** BETON

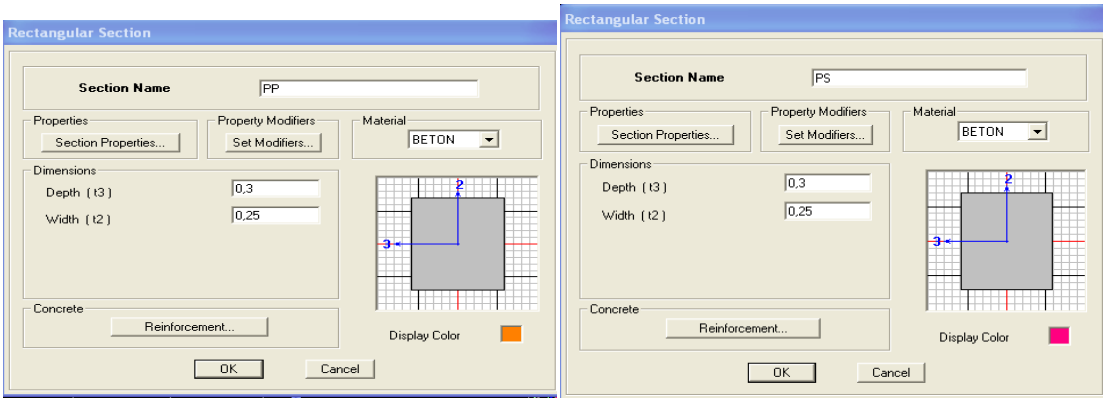


fig. IV.15-définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

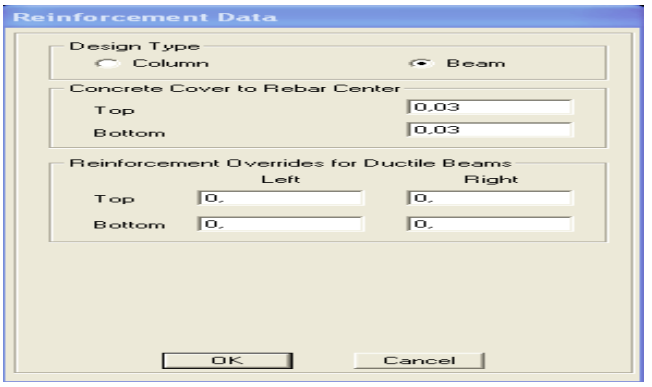


fig. IV.16-choix de la nature de la section et l'enrobage

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

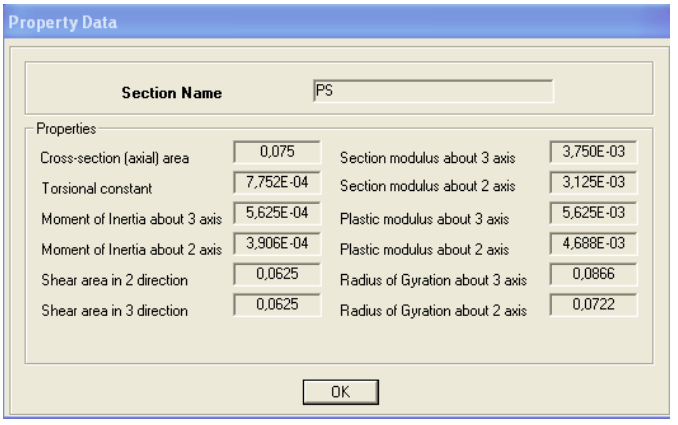


fig.IV.17- propriété de la section à considérer

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

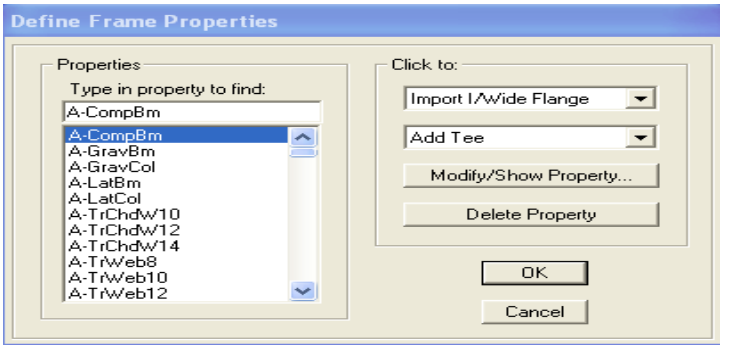


fig .IV.18- ajout de la section en Té

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

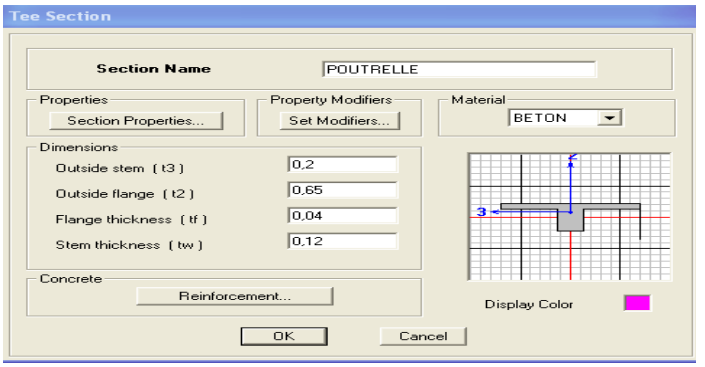


fig .IV.19-les propriétés de la section en Té

❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define**puis **wall/slab**ou bien pour créer les voiles**,** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

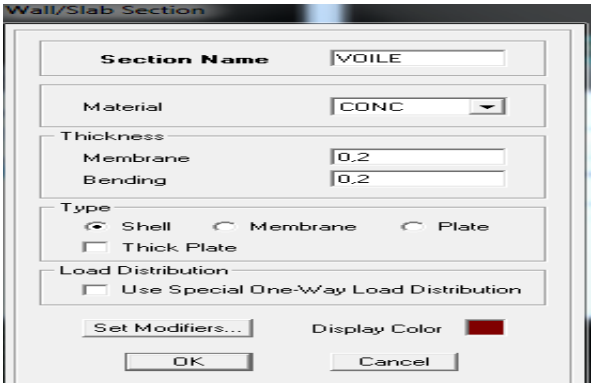


fig. IV.20-création de nouveau voile

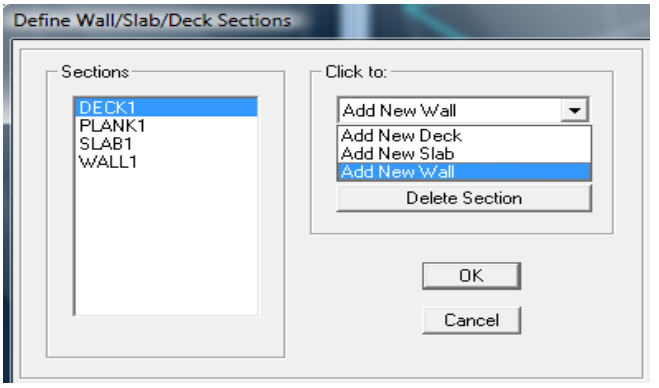


fig.IV.21-propriétés du voile

Définir **Material :** CONC (Béton)

On choisit le menu **Define**puis **wall/slab**ou bien pour crée les dalles**,** on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

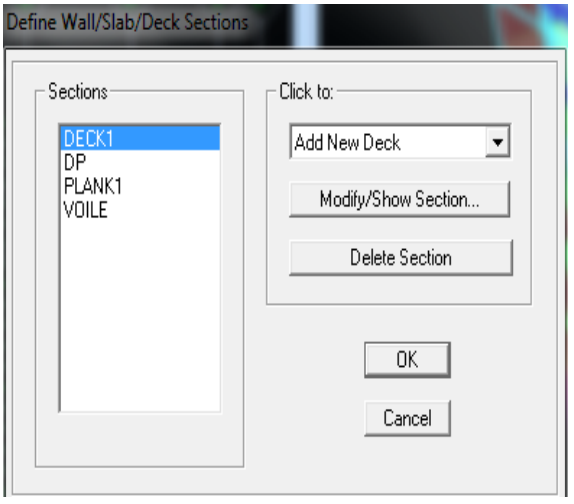


Fig.IV.22 création de la nouvelle

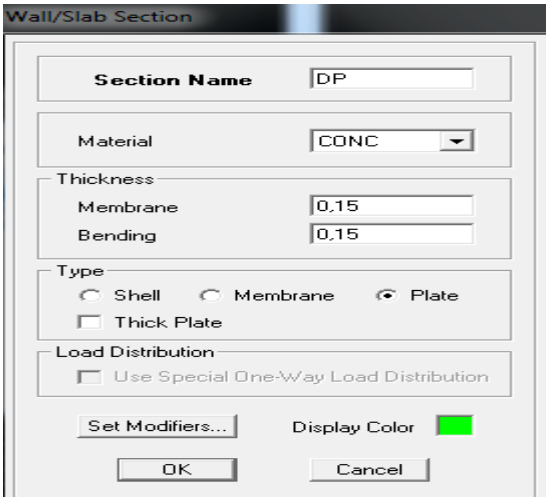


fig.IV.23-propriétés de la dalle

dalle

a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que portent nos éléments.

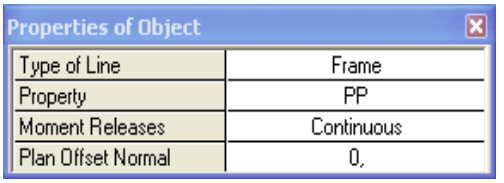


fig.IV.24-création des poutres

b) Les poteaux :

On clique sur puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

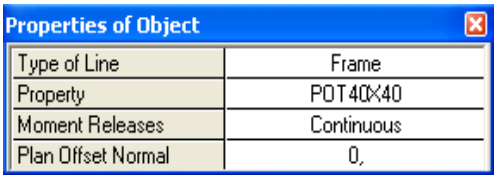


fig.IV.25-création des poteaux

c) Les voiles :

On clique sur puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

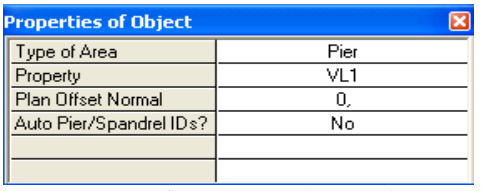


fig.IV.26création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

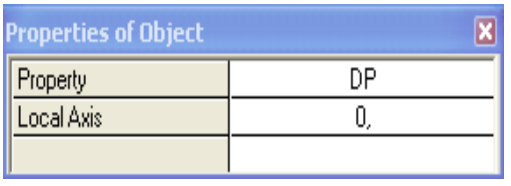


fig.IV.27-création des dalles pleines

IV.2.5.4-Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define puis sur staticLoad Cases , ou bien  .

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G
Type : DEAD (permanente)
Self weightmultiplier (Coéfficient interne poids propre) : **1**

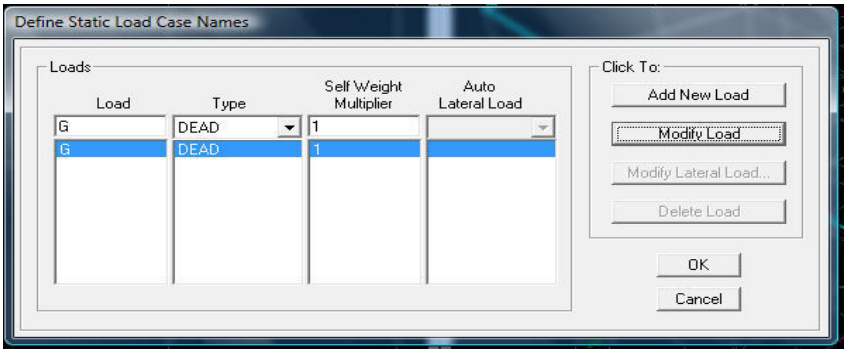


Fig. IV.28-nom des charges permanentes

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type : LIVE (exploitation)
Self weightmultiplier (Coéfficient interne poids propre) : **0**

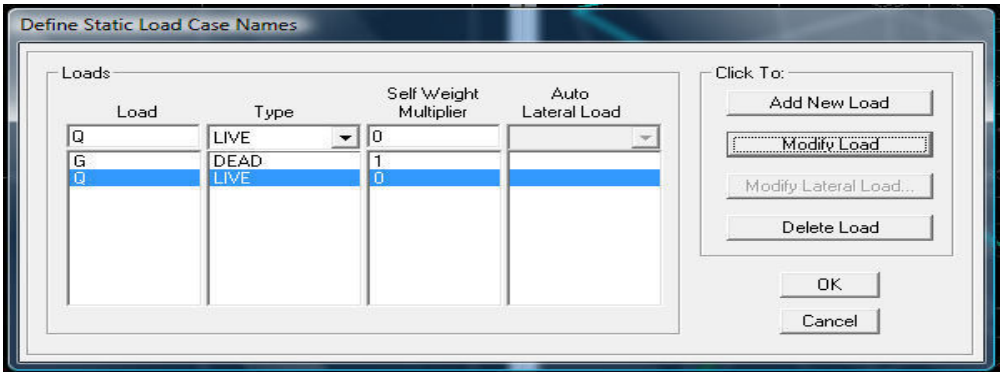


fig.IV.29-nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.** Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**
Données à introduire dans le logiciel :

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone 

.
  - **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
    selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
    et le groupe d'usage (de notre cas groupe 2)
  - **Coeff comportement** : **3.5.**
  - **Coeff d'amortissement ξ :10%**
  - **Site** : **S3.**
  - **Facteur de qualité (Q):Q=1.05**

$$Q=1+\sum P_q$$

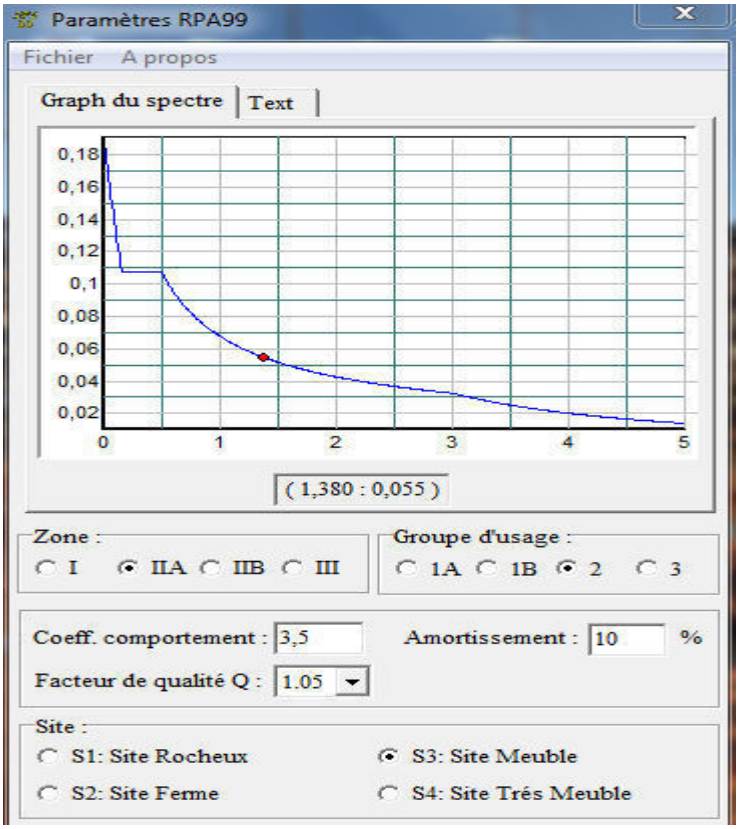


fig.IV.30- le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS.**

➢ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions ou bien  **→ Spectrum from file**

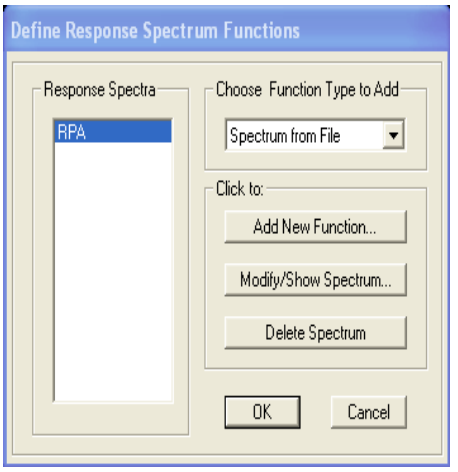


fig.IV.31-définition de spectre

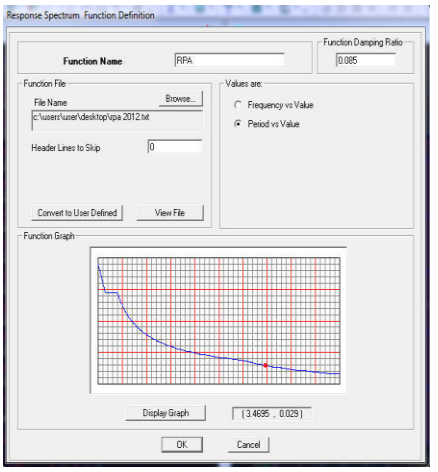


Fig.IV32 la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre):**RPA.**

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⟶ Reponsesspectrum **cases** ou bien ⟶  **Add New Spectrum**

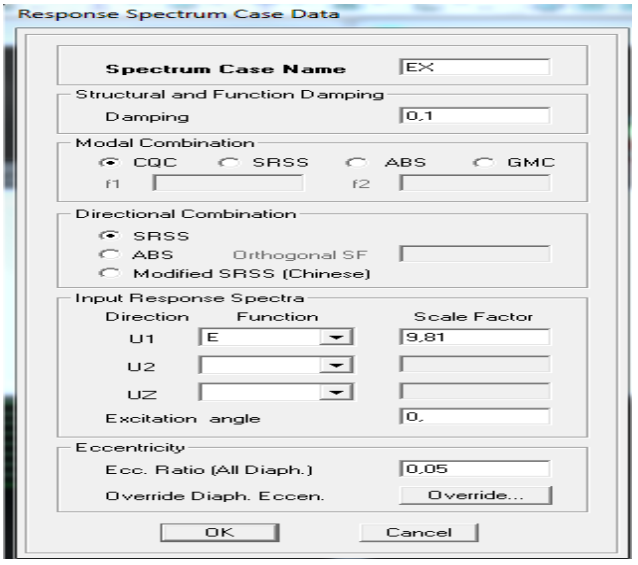


Fig.IV.33 ajout de spectre selon x

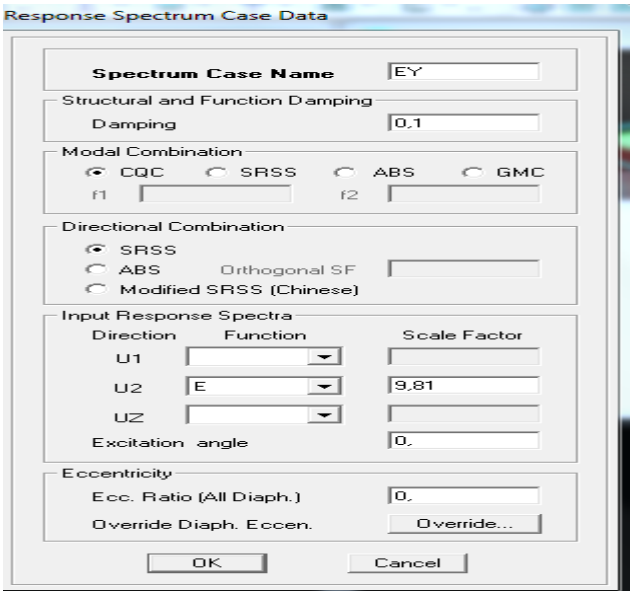


Fig.IV.34 ajout de spectre selon y

On introduit:
L'excentricité qui égale à 0,05xLdans la case **Ecc.Ratio (All Diaph).**
Dans la partie **Input responsespectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV.2.5.5-5^{éme} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign **Frame/line** ⟶ **loadsDistributed** ⟶ ou bien 

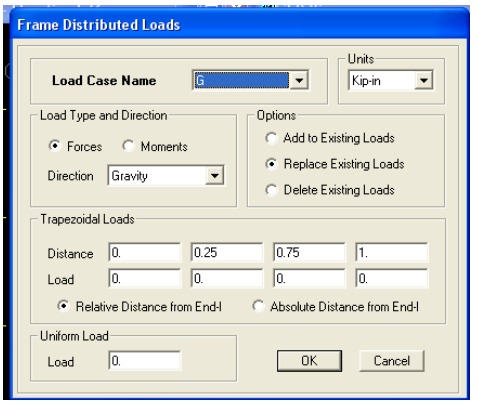


fig.IV.35-la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

IV.2.5.5-6émé étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**
  ELU : 1.35G+1.5Q
  ELS : G+Q
  Et la combinaison **G + 0,2Q**
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
  GQE : G+Q±E
  08GE :0.8G±E
  Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ **load Combinations** ou bien  ⟶ **Add New Combo**

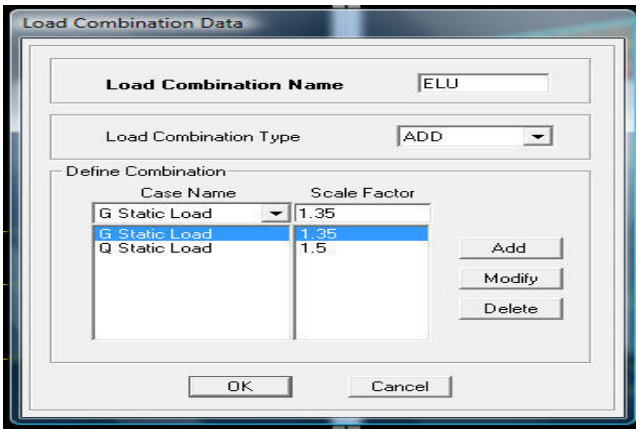


fig.IV.35-création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.2.5.7-7émé étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS** :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint/point ou bien **Restraints**

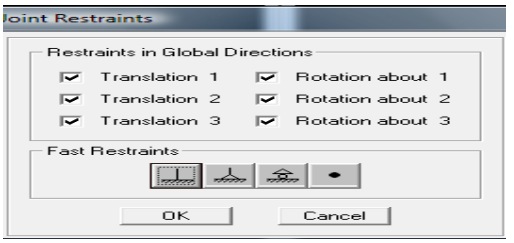


fig.IV.36-encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

Define ⟶ Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

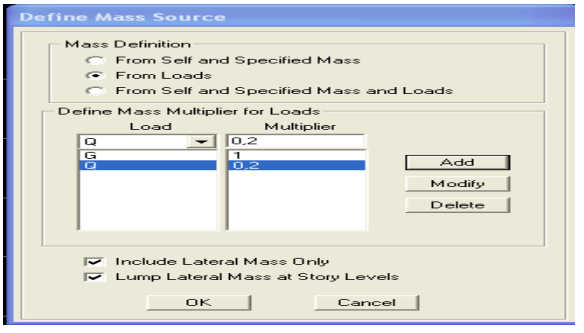


fig.IV.37- le pourcentage de participation des charges

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign ⟶ Joint/point ⟶ Diaphragm , ou bien ⟶ **Add New Diaphragm.**

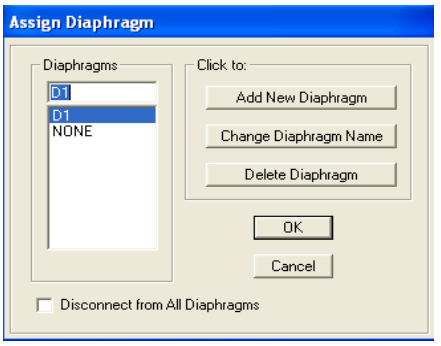


fig.IV.38-spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.2.5.8-8^{éme} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze**et on sélectionne **RunAnalysis**.

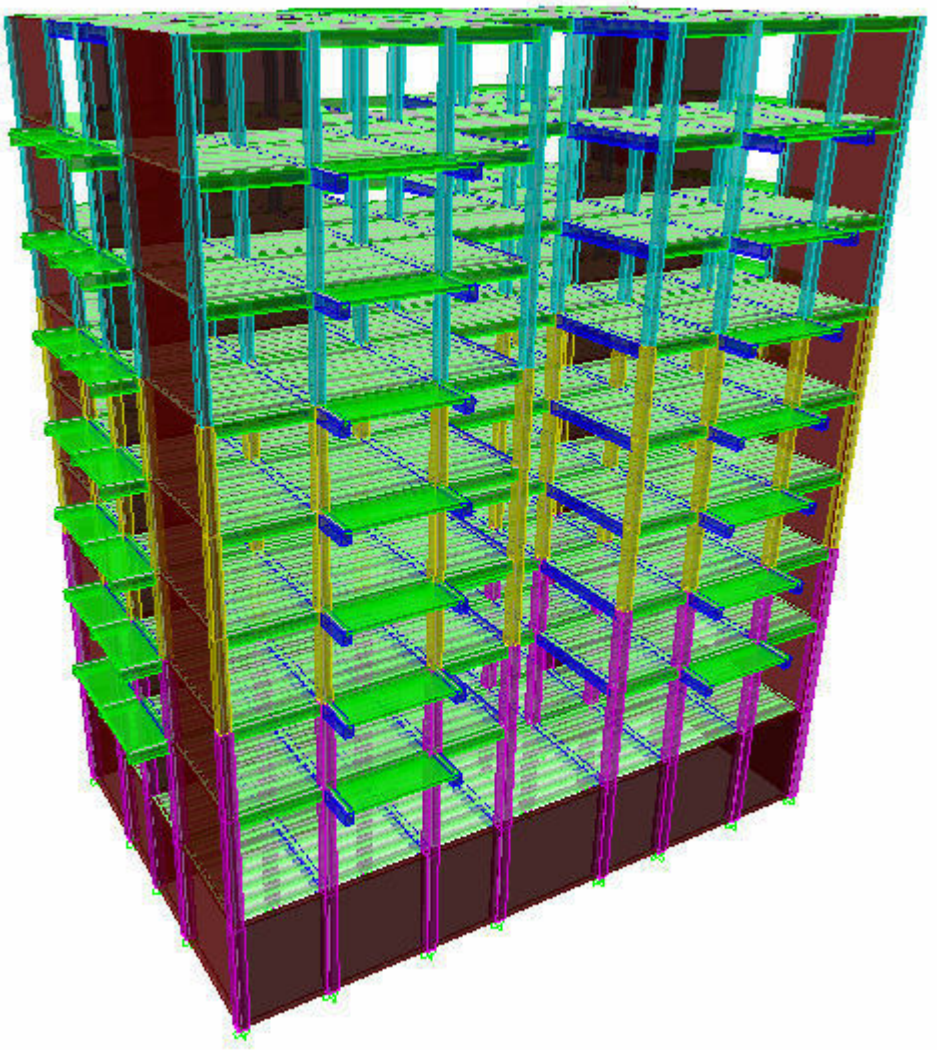


fig.IV.39-schéma final de notre structure en 3D

IV.3-Vérificationdesexigences duRPA:

IV.3.1-Vérificationdela période empirique T

IV.3.1.1-Calcul dela période empirique

$$T=C_T h_N^{3/4}$$

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 en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T = 0{,}05(25{,}5)^{\frac{3}{4}}$ =0,567s

IV.3.1.2-Calcul de la période empirique majorée

T_{maj}=T+30%T=0 ,737s

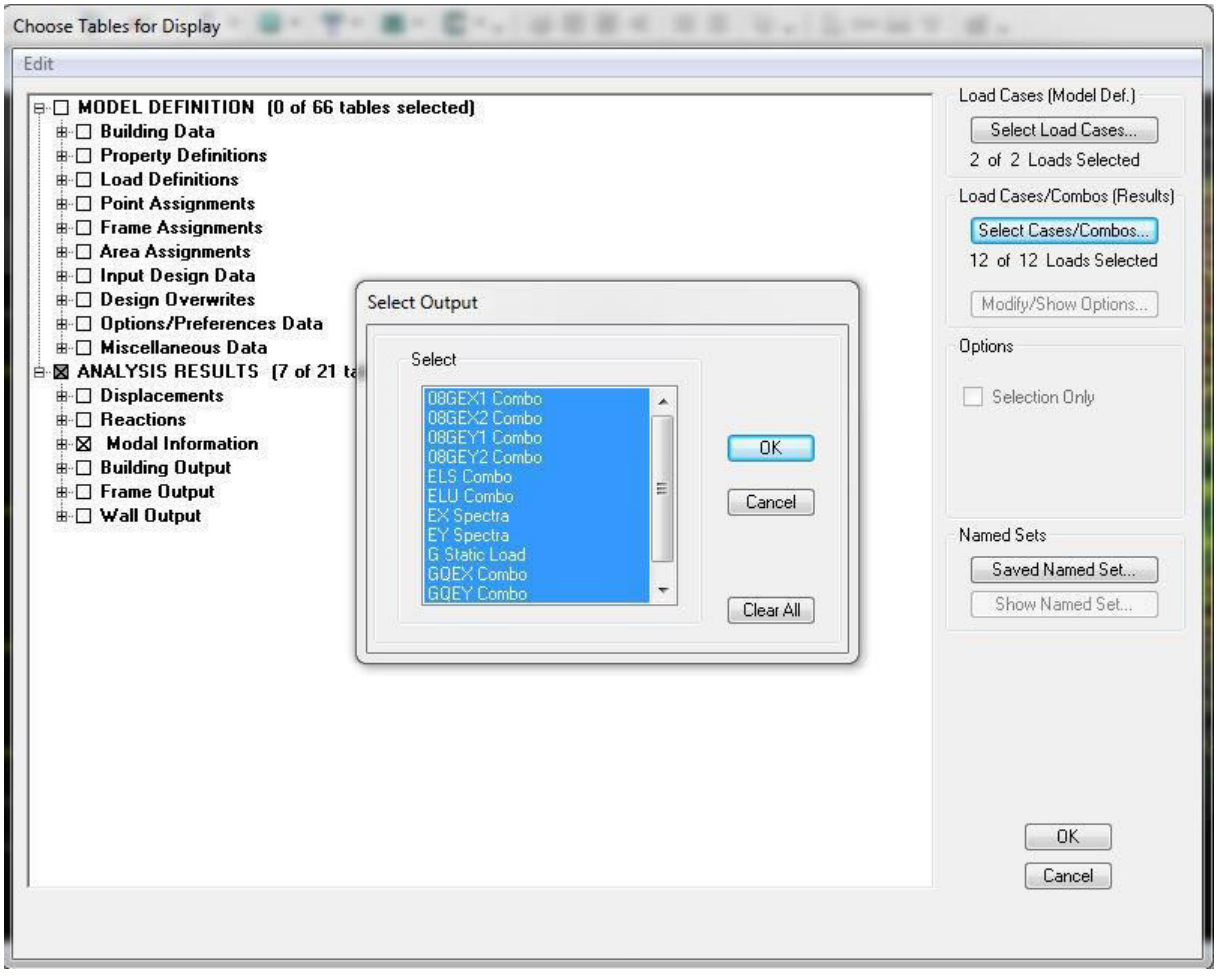
IV.3.2- Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → showtables

Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes:

ANALYSISRESULTS → modalinformation



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:

Selectcases/combos… → 2 foissur***OK***

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite***« Modal ParticipatingMass Ratios»***

Les résultats s'afficheront comme suit:

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,566178	0,0000	63,6400	0,0000	0,0000	63,6400	0,0000	96,0861	0,0000	0,0002
2	0,519800	64,4275	0,0000	0,0000	64,4275	63,6400	0,0000	0,0000	96,4868	0,0123
3	0,450623	0,0085	0,0002	0,0000	64,4360	63,6402	0,0000	0,0002	0,0102	62,5306
4	0,131374	0,0000	18,6684	0,0000	64,4360	82,3086	0,0000	2,8961	0,0000	0,0000
5	0,118973	17,5084	0,0000	0,0000	81,9444	82,3086	0,0000	0,0000	2,4827	0,0037
6	0,100987	0,0033	0,0000	0,0000	81,9477	82,3086	0,0000	0,0000	0,0004	17,9949
7	0,057022	0,0000	7,6785	0,0000	81,9477	89,9871	0,0000	0,6836	0,0000	0,0000
8	0,052683	5,5248	0,0000	0,0000	87,4725	89,9871	0,0000	0,0000	0,5080	0,0006
9	0,043158	0,0009	0,0000	0,0000	87,4735	89,9872	0,0000	0,0000	0,0001	6,7660
10	0,034297	0,0000	4,7730	0,0000	87,4735	94,7601	0,0000	0,2097	0,0000	0,0000
11	0,032591	2,5529	0,0000	0,0000	90,0264	94,7601	0,0000	0,0000	0,1417	0,0001
12	0,025679	0,0022	0,0001	0,0000	90,0286	94,7602	0,0000	0,0000	0,0001	3,8614

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
périodes	0.566	0.519	0.451	0.131	0.119	0.101	0.057	0.05	0.043	0.034	0.032	0.025

❖ Comparaison des résultats :

On a:
La période calculée T=0.567 s

La période majorée T_{maj}=0.737 s

La période ETABS T_{etabs}= 0.566 s

On remarque que : $T_{etabs}<T_{maj}$

Condition vérifiée.

IV.4-Pourcentage de participation de la masse modale:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode 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.(article4.3.4 RPA99 version 2003).
On tire les valeurs du tableau dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,566178	0,0000	63,6400	0,0000	0,0000	63,6400	0,0000	96,0861	0,0000	0,0002
2	0,519800	64,4275	0,0000	0,0000	64,4275	63,6400	0,0000	0,0000	96,4868	0,0123
3	0,450623	0,0085	0,0002	0,0000	64,4360	63,6402	0,0000	0,0002	0,0102	62,5306
4	0,131374	0,0000	18,6684	0,0000	64,4360	82,3086	0,0000	2,8961	0,0000	0,0000
5	0,118973	17,5084	0,0000	0,0000	81,9444	82,3086	0,0000	0,0000	2,4827	0,0037
6	0,100987	0,0033	0,0000	0,0000	81,9477	82,3086	0,0000	0,0000	0,0004	17,9949
7	0,057022	0,0000	7,6785	0,0000	81,9477	89,9871	0,0000	0,6836	0,0000	0,0000
8	0,052683	5,5248	0,0000	0,0000	87,4725	89,9871	0,0000	0,0000	0,5080	0,0006
9	0,043158	0,0009	0,0000	0,0000	87,4735	89,9872	0,0000	0,0000	0,0001	6,7660
10	0,034297	0,0000	4,7730	0,0000	87,4735	94,7601	0,0000	0,2097	0,0000	0,0000
11	0,032591	2,5529	0,0000	0,0000	90,0264	94,7601	0,0000	0,0000	0,1417	0,0001
12	0,025679	0,0022	0,0001	0,0000	90,0286	94,7602	0,0000	0,0000	0,0001	3,8614

La somme des masses modales dans le 11ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article4.3.4) est vérifiée.

IV.4.1-Justificationdusystème de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

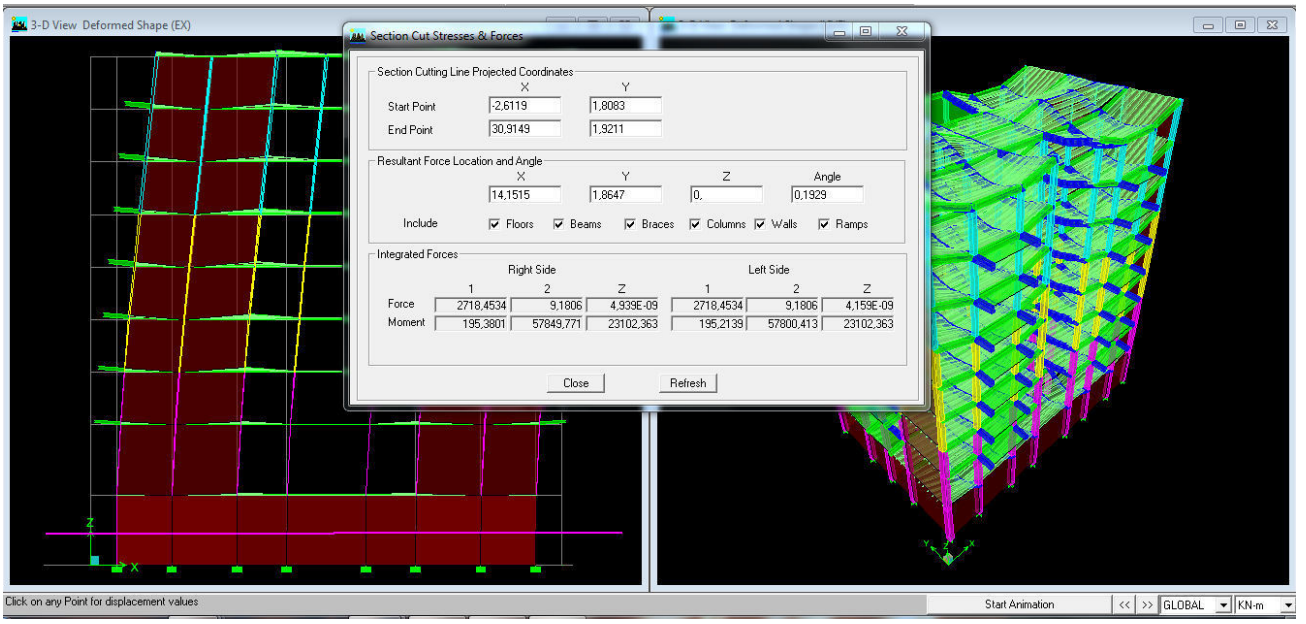
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

  Display → showDeformedshape → Load:Exspectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

  Draw → DrawSectionCut

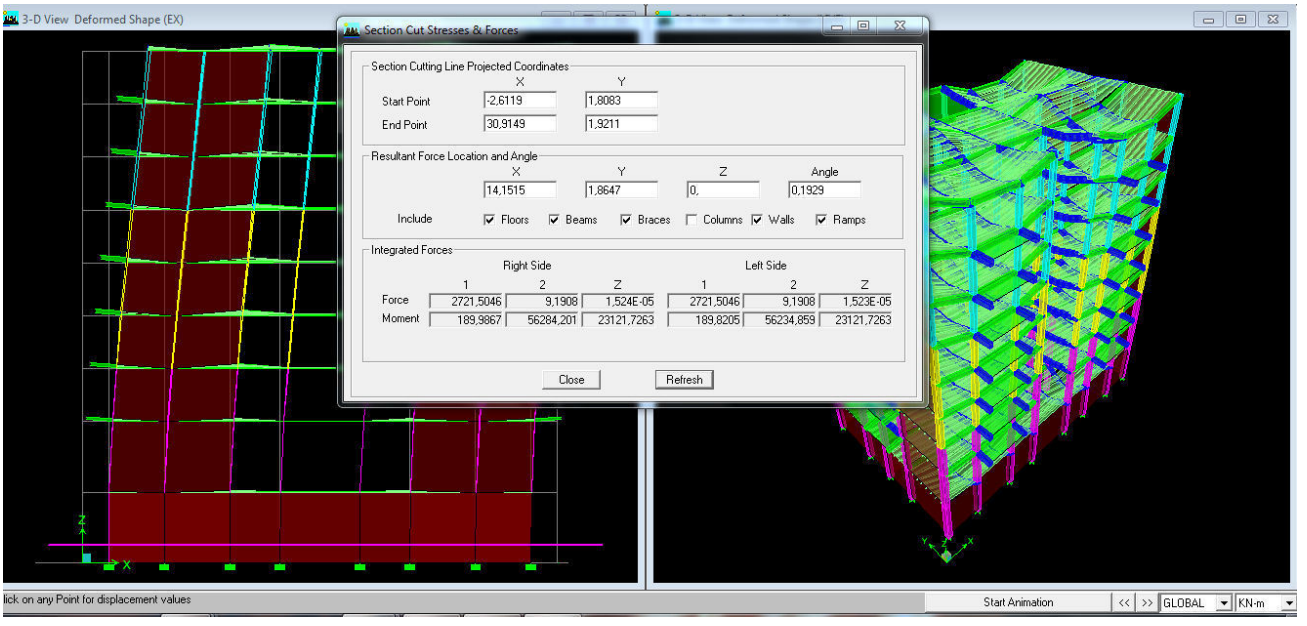
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur ***Refresh*** et on relève la valeur sur la case**(Force-1) :**c'est la valeur de

La force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case ***columns*** et on clique sur ***refresh*** comme indiqué sur l'image suivante:



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU »puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ Récapitulatif des résultats

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2692	100	2509	93.20
Sens Ey	2536	100	2388	94.16
ELU	51225	100	16802	32.80

Conclusion : (Art A.2.30 RPA99 vérifié 2003)
Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.
Dans ce cas, on a opté pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

I*V.5*-Vérificationdel'effort tranchant à la base : (RPAV.2003/Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
$S_iV_t < 0.80$ V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8\ V/V_t$.

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$ RPA 99 (4-1)

b) Déduction des coefficients A, D, Q, et R:

A: coefficient d'accélération de zone dépend de deux paramètres :

-Groupe d'usage : 2
-Zone sismique II_a

⇒ ***A = 0.15*** **(Tab 4.1).**

***R*: coefficient** de comportement global de la structure fonction de système de contreventement.
R = 4b portiques contreventés par des voiles ; dont le coefficient de comportement **R=4**.

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (

c) Calcul du facteur de qualité Q :
Le facteur de qualité de la structure est fonction de:
- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

Q= 1+ ∑Pi

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le **tableau 4.4/RPA99mod 2003.**

❖ ***Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens :***

Pénalité Pq :		
Critère :	*Observé:*	*Non observé :*
Régularité en plan	***0***	***/***
Régularité en élévation	***/***	***0.05***
Conditions minimales sur les fils de contreventement	***0***	***/***
Redondance en plan	***0***	***/***
Contrôle de la qualité des matériaux	***0***	***/***
suivi de chantier:	***0***	***/***

Donc: ***Q = 1.05***

Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS:

On déduit le poids de la structure qui égale à **34485 [KN]**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) deRPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_2**:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) deRPA99: Site ferme S_3 ⟹ ***T2 = 0.5s*** **.**

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$

ξ(%): est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (Tab 4-2).

Le système est constitué de portiques plus que de voiles **ξ =7%**

D'où **η=0.76≥ 0.70** ⟶ condition vérifiée.

• La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

• C_T:coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le

tableau 4.6.**Cas n° 4 :** Contreventement assuré partiellement ou Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie. **CT=0.05.**

$T=0.05x(25.5)^{3/4}$ =0,567s.

$D=2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}=1.74$

Les valeurs de A, D, Q,R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Paramètre :	*Valeur:*	*Article du RPA:*
Coefficient de zone A	**0,15**	*Tableau 4.1*
Facteur de qualitéQ	**1,05**	*Tableau4.4*
Période caractéristique T	**0,5 sec**	*Tableau4.7*
Poids total de la structure Wt	**34485*KN***	*/*
Coefficient de comportement R	**4**	*Tableau 4.3*
Facteur d'amplification D	**1,74**	*formule 4.2*

$$V_{RPA}=\frac{A\times D\times Q}{R}\times W_T=\frac{0,15\times 1,74\times 1,05}{4}\times 34485=2362.65[KN]$$

$V_{etabs\ x\text{-}x}$= 2718.47 [KN]> 0 ,8V_{RPA}= 1890.12[KN].

$V_{etabs\ y\text{-}y}$=2597.68 [KN]> 0 ,8V_{RPA}= 1890.12 [KN]

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.6-Déplacementsrelatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser ***1%*** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3):

$\delta_k = R\,\delta_{ek}$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

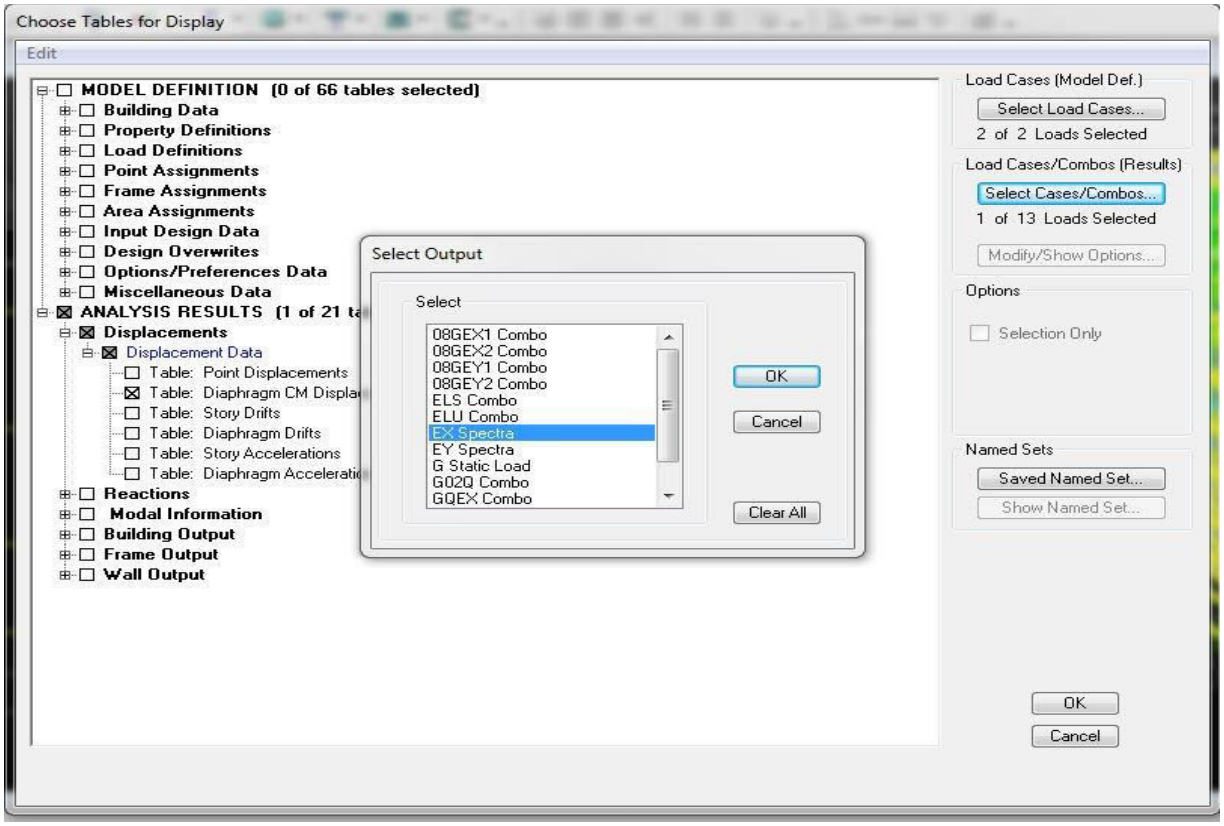
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_k$

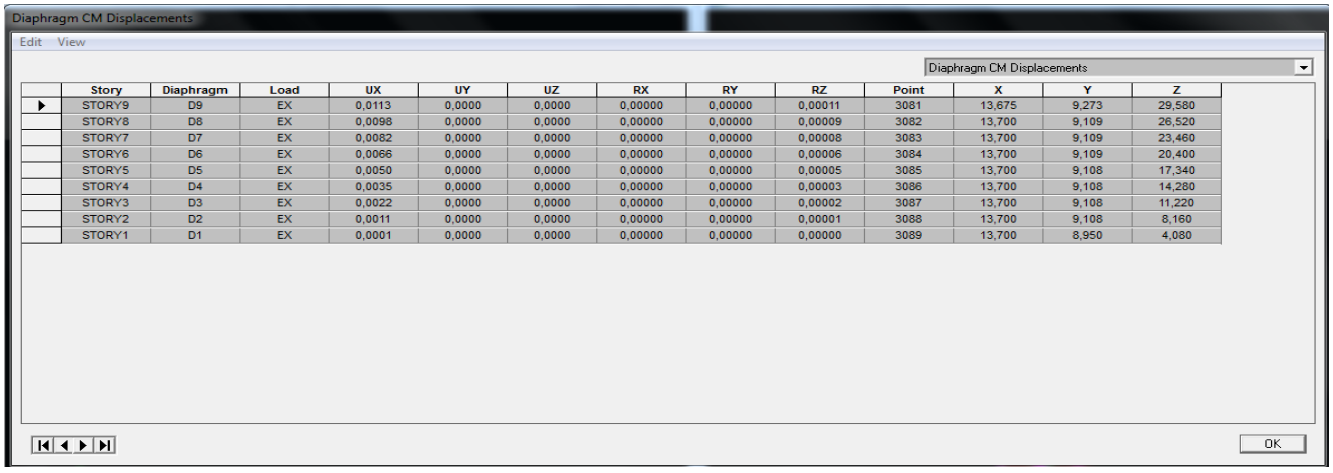
- **Dans le sens longitudinal**

Pourdéterminerlesvaleursdesdéplacementsrelatifsdanslesenslongitudinalparlelogiciel, On suit les étapes suivantes : ***Display → showtables*** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSISRESULTS → DisplacementData → table:DiaphragmCMdisplacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :
Select cases/combos…→ 2fois sur ***OK*** et les résultats s'afficheront comme suit:



Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY9	D9	EX	0,0113	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011	3081	13,675	9,273	29,580
STORY8	D8	EX	0,0098	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009	3082	13,700	9,109	26,520
STORY7	D7	EX	0,0082	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008	3083	13,700	9,109	23,460
STORY6	D6	EX	0,0066	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006	3084	13,700	9,109	20,400
STORY5	D5	EX	0,0050	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005	3085	13,700	9,108	17,340
STORY4	D4	EX	0,0035	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003	3086	13,700	9,108	14,280
STORY3	D3	EX	0,0022	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002	3087	13,700	9,108	11,220
STORY2	D2	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001	3088	13,700	9,108	8,160
STORY1	D1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000	3089	13,700	8,950	4,080

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Selectcases/combos… → 2foissur***OK***

- **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions:**

Story	Diaphragm	δ_{kx}[m]	δky[m]	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
STORY9	D9	0.0113	0.0127	0.0015	0.0017	0.0306	cv
STORY8	D8	0.0098	0.0110	0.0016	0.0019	0.0306	cv
STORY7	D7	0.0082	0.0091	0.0016	0.0018	0.0306	cv
STORY6	D6	0.0066	0.0073	0.0016	0.0018	0.0306	cv
STORY5	D5	0.0050	0.0055	0.0015	0.0017	0.0306	cv
STORY4	D4	0.0035	0.0038	0.0013	0.0015	0.0306	cv
STORY3	D3	0.0022	0.0023	0.0011	0.0012	0.0306	cv
STORY2	D2	0.0011	0.0011	0.001	0.0009	0.0408	cv
STORY1	D1	0.0001	0.0002	0.0001	0.0002	0.0408	cv

Avec :

δ_{kx}:déplacement longitudinal d'un niveau «i» par rapport à la base de la structure.

δky: déplacement transversal d'un niveau «i» par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_x=\delta_x-\delta_{xi-1}$:déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K» par rapport au niveau «K-i» **(formule 4.20RPA99)**

ΔKy=Kyi– Kyi-1 : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K» par rapport au niveau «K-i» **(formule 4.20RPA99)**

H_e : hauteur de l'étage considéré.

Conclusion:

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

IV.7-Vérificationdu déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad}.

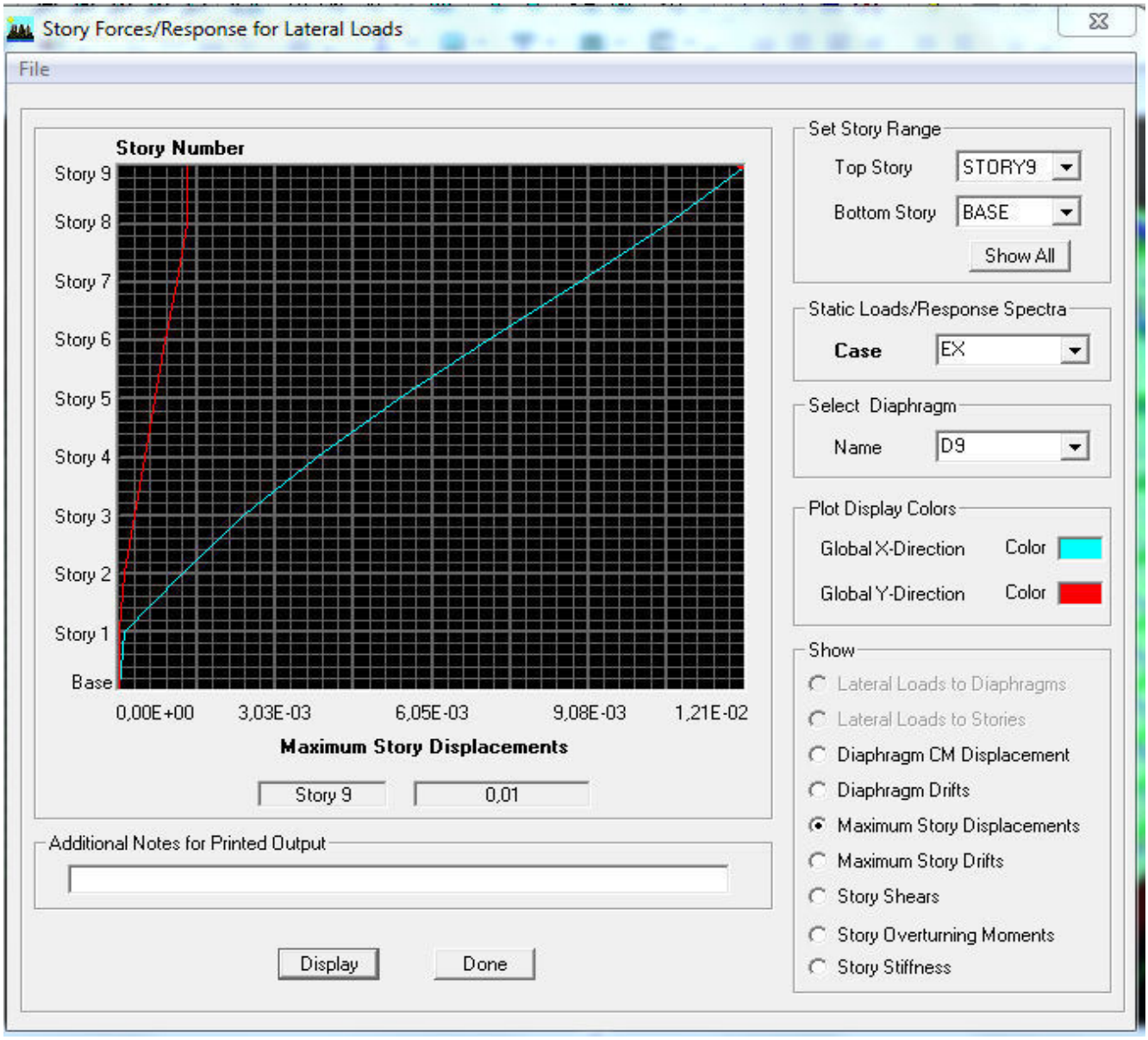
$(ART\ B.6.5,3/BAEL\ 91)$

$$fad = \frac{H_t}{500} = \frac{25.5}{500} = 0.051[m]$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal**

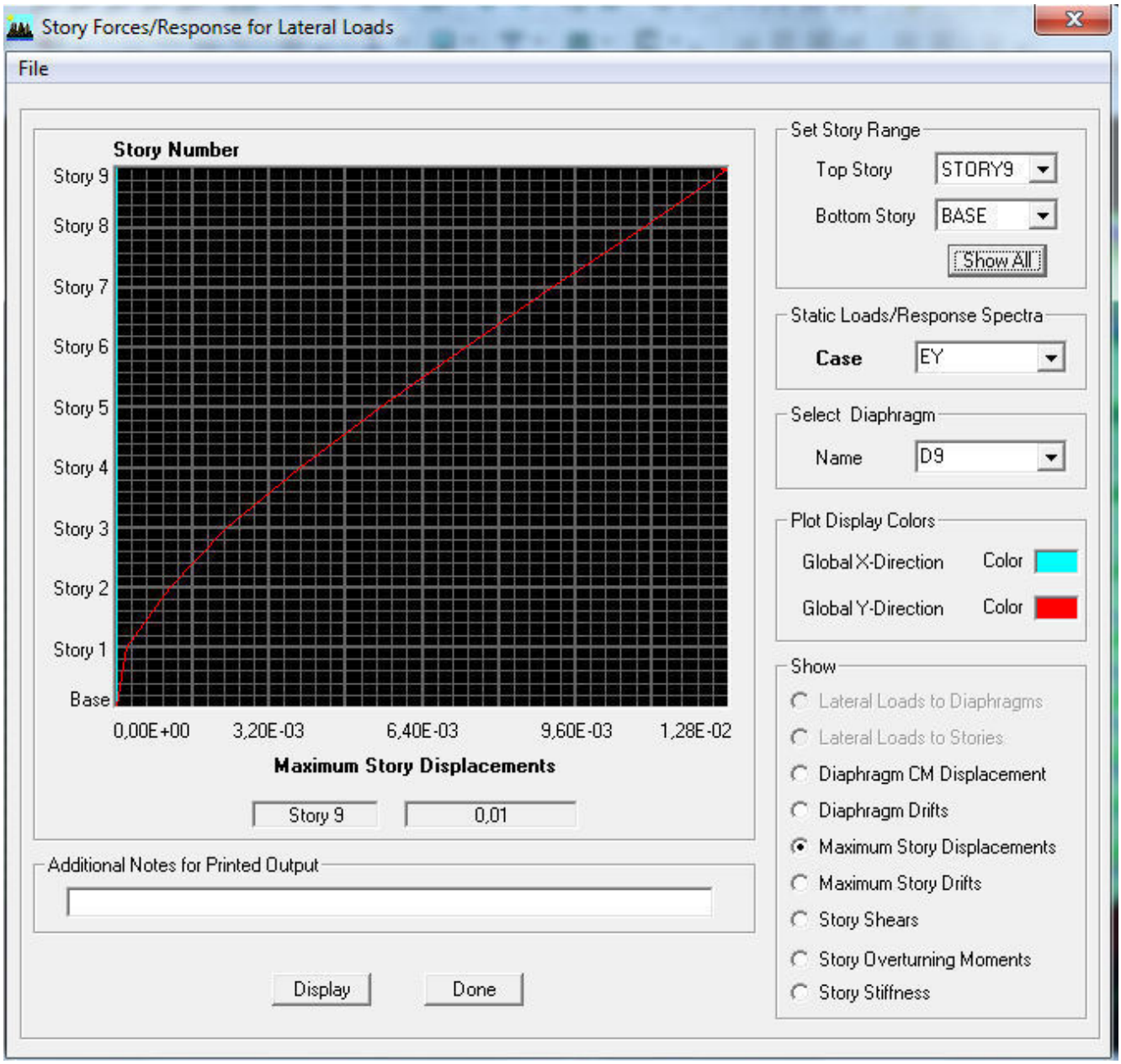
On suit le cheminement suivant :***Display → ShowStoryResponsePlots.*** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image:



Puis, on clique sur ***display***
Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante:



❖ Résultats trouvés:

✓ Déplacement maximal suivant (x-x): 0.01 [m]

✓ Déplacement maximal suivant (y-y): 0.01 [m]

✓ Flèche admissible : 0.051[m]

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

IV.8-Justificationvis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux $\theta = P_k \times \Delta_k / V_k h_k \leq 0.1$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau«k-1»h_k: hauteur de l'étage «k»

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Niv	P_k	Δ_k	V_k	h_k	Θ	Δk	Vk	hk	Θ
9	3094.66	0.0015	611.7	3.06	***0.0024***	0.0017	600	3.06	***0.003***
8	3695.92	0.0016	1146.34	3.06	***0.0017***	0.0019	1094.02	3.06	***0.002***
7	3695.92	0.0016	1560.71	3.06	***0.0012***	0.0018	1477.62	3.06	***0.0014***
6	3737.22	0.0016	1897.34	3.06	***0.001***	0.0018	1794.74	3.06	***0.0012***
5	3786.96	0.0015	2176.04	3.06	***0.0008***	0.0017	2051.24	3.06	***0.0010***
4	3786.96	0.0013	2397.68	3.06	***0.0006***	0.0015	2257.11	3.06	***0.0008***
3	3835.91	0.0011	2565.79	3.06	***0.0005***	0.0012	2411.69	3.06	***0.0006***
2	4057.61	0.001	2692.8	4.08	***0.0004***	0.0009	2536.38	4.08	***0.0003***
1	4794.25	0.0001	2718.47	4.08	***0.00004***	0.0002	2597.68	4.08	***0.00009***

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux: $\theta \leq 0.1$

IV.9-Vérificationde l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ±0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

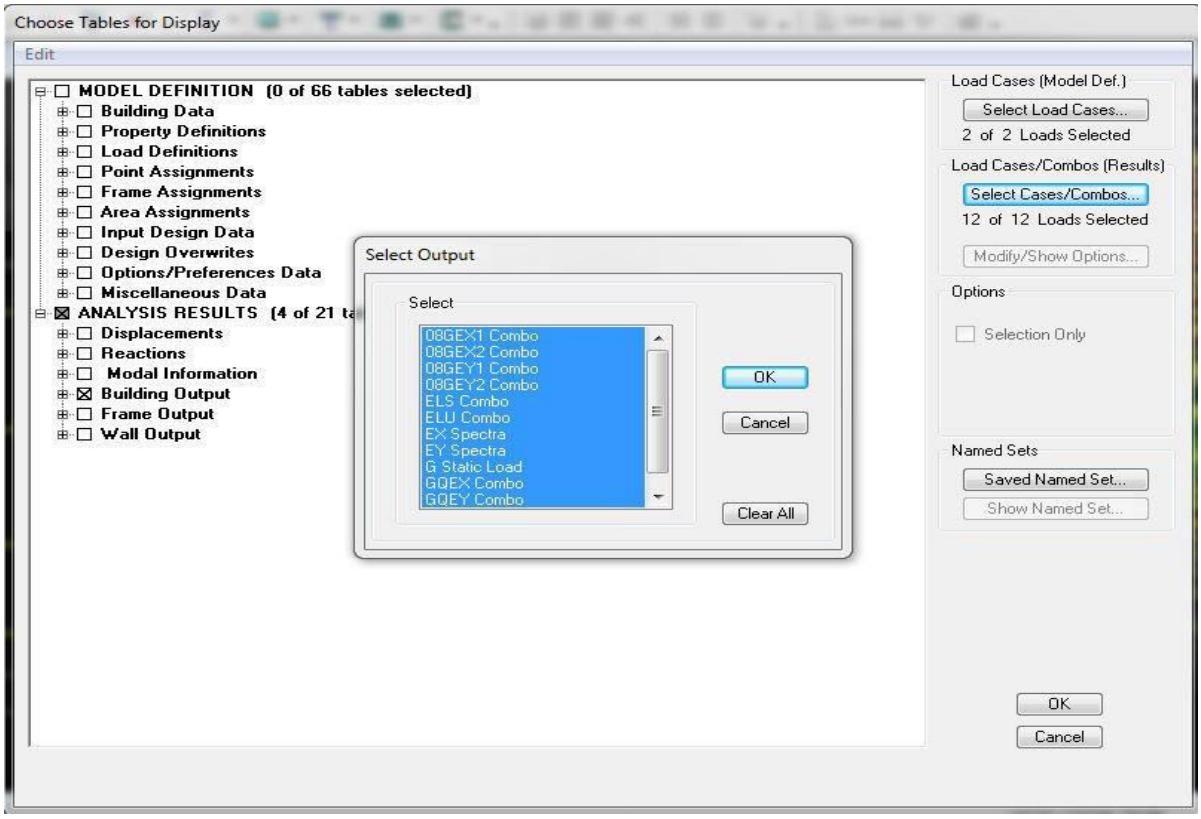
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5%dela longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante:

Display → showtables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:

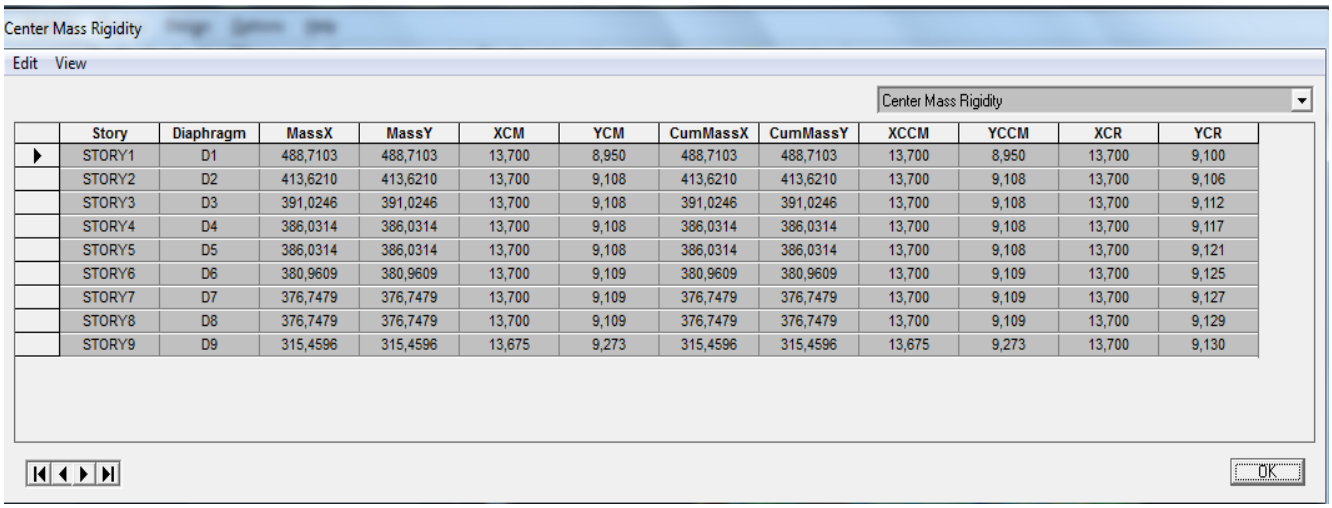
ANALYSISRESULTS → buildingoutput



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquantsur:

Selectcases/combos… → 2foissur***OK***

Les résultats s'afficheront comme suit:



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	488,7103	488,7103	13,700	8,950	488,7103	488,7103	13,700	8,950	13,700	9,100
STORY2	D2	413,6210	413,6210	13,700	9,108	413,6210	413,6210	13,700	9,108	13,700	9,106
STORY3	D3	391,0246	391,0246	13,700	9,108	391,0246	391,0246	13,700	9,108	13,700	9,112
STORY4	D4	386,0314	386,0314	13,700	9,108	386,0314	386,0314	13,700	9,108	13,700	9,117
STORY5	D5	386,0314	386,0314	13,700	9,108	386,0314	386,0314	13,700	9,108	13,700	9,121
STORY6	D6	380,9609	380,9609	13,700	9,109	380,9609	380,9609	13,700	9,109	13,700	9,125
STORY7	D7	376,7479	376,7479	13,700	9,109	376,7479	376,7479	13,700	9,109	13,700	9,127
STORY8	D8	376,7479	376,7479	13,700	9,109	376,7479	376,7479	13,700	9,109	13,700	9,129
STORY9	D9	315,4596	315,4596	13,675	9,273	315,4596	315,4596	13,675	9,273	13,700	9,130

On relève les valeurs des coordonnés des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant:

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
STORY2	13.7	8.95	13.7	9.1	0	-0.15
STORY3	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY4	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY5	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY6	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY7	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY8	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY9	13.7	9.11	13.7	9.1	0	0.01
STORY1	13.675	9.273	13.7	9.1	-0.025	0.173

Avec : e_x=XCM-XCR

E_y =YCM-YCR

❖ Comparaison des résultats

- **Sens longitudinal**

$5\%L_y \geq e_x \Leftrightarrow 0.05\times15.50=0.775>0.025$……...condition vérifiée

- **Sens transversal**

$5\%L_x \geq e_y \Leftrightarrow 0.05\times24.70=1.235>0.173$……....condition vérifiée

❖ Justification de la régularité en plan

e_x =0.025m< 15%Ly=2.325m⇒***condition vérifiée***

e_y =0.173m< 15%Lx=3.705m⇒***condition vérifiée***

Conclusion:
Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferraillage de la structure.



CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Ferraillage des poteaux

V.1-Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie **(RPA 99/ version 2003)**.

- Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier (FeF40)		
	γ_b	F_{c28}[Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe[Mpa]	σ_s[Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

V.1.1- Ferraillage des poteaux

Pour le ferraillage des poteaux on adopte le même ferraillage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : du sous-sol au premier étage [poteaux (40 40)]
- Zone 2 : du deuxième au quatrième étage [poteaux (35 35)]
- Zone 3 : du cinquième au septième étage [poteaux (30 30)]

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal N_{max} ⟶ Moment correspondant
- ✓ Moment maximal M_{max} ⟶ Effort normal correspondant
- ✓ Effort normal minimal N_{min} ⟶ Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.

➢ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :** E.L.U : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle **(Art 5.2)**

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0{,}8\ G \pm E \end{cases}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

V.1.2- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 **(Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **II.a**est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal A_{min}=0.8 %xbxh [cm^2]	Pourcentage maximal [cm^2]	
		Zone de recouvrement A_{max} = 6%xbxh	Zone courante A_{max}=4%xbxh
(40 x 40)	12.8	96	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49
(30 x 30)	7.2	54	36

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

- ✓ Le diamètre minimal est de 12[mm].
- ✓ En zone IIa.

* La longueur minimale des recouvrements est de **40 Ø.**

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25[cm].**

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales A_t :

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{p_a V_u}{h_1 f_e}$$ (RPA99/2003 : formule7.1)

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h1 : hauteur totale de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale fe= 400Mpa.

p_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$p_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{I_f}{a} OU \frac{I_f}{b}\right)$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.
L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99 :**

$l_f = 0.7\ l_0$; l_0 : c'est la hauteur du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

* **En zone nodale** :
  St ≤Min (10 $Ø_l$, 15cm) en zone IIa
* **En zone courante :**
  S'$_t$ ≥ 15 $Ø_l$ en zone Iia
  Avec $Ø_l$est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{bxS_t}$ en % est donnée comme suit:

$\begin{cases} 0.3\ \% \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% \longrightarrow \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow \text{interpolé entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $Ø_t$ minimal.

V.1.3- Méthode de calcul d'armatures longitudinales :

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression
$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Alors la section est partiellement comprimée

b) Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$Y Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow \textbf{(A)}$$

Avec: $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - C\right)$ ⟶ comme fictif

➢ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ *Si* $\mu_b < \mu_l$ *la section est simplement armé.* *(SSA)*

Si $\mu_b > \mu_l$ *la section est doublement armée.* *(SDA)*

$\mu_l = 0.392$ et $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

$\mu_b < \mu_l$ => La section réelle est donnée par : $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$, $A_{sc} = 0$

$\mu_b > \mu_l$ => $\Delta M = M_f - M_l$

Avec : M_l: Moment réduit.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{dc'\sigma_s} \; ; \quad A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ [Mpa\ ]$

La section réelle d'armature : $A_{sc} = A_{scf}$; $A_{sc} = A_{scf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$ ⟶ (**B**)

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, les armatures sont donc :
  $A_{sc1} = \frac{M_f - (d-0.5h)bhf_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$ et $A_{sc2} = \frac{N_u - b\ x\ h\ x\ f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc1}$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.
  $A_{sc1} = \frac{N_u - \Psi\ x\ b\ x\ h\ x\ f_{bc}}{\sigma_s}$ et $A_s = 0$

  Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$

c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures lasection est entièrement tendue

La section d'armatures supérieures : $A_{st1} = \frac{\mathrm{N\ x\ a}}{\sigma_{st}(d-c')}$, $a = 0.5h - c - e_u$

La section d'armatures inferieures : $A_{st2} = \frac{\mathrm{N}}{\sigma_{st}} - A_{st1}$

V.1.4- Ferraillage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.
Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a) Situation durable (1,35G+1,5Q)

Suivant 2-2

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	1482.68	M cor	13.314	0	0	SEC
	N min	162.08	M cor	13.407	0	0	SEC
	N cor	1326.68	M max	47.68	0	0	SEC
Zone 2	N max	959.27	M cor	23.063	0	0	SEC
	N min	135.19	M cor	0.443	0	0	SEC
	N cor	533.13	M max	39.093	0	0	SEC
Zone 3	N max	448.13	M cor	19.972	0	0	SEC
	N min	10.42	M cor	0.025	0	0	SEC
	N cor	138.43	M max	37.035	0	2.47	SPC

Suivant 3-3

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	1482.68	M cor	4.414	0	0	SEC
	N min	162.08	M cor	0.995	0	0	SEC
	N cor	1098.92	M max	26.146	0	0	SEC
Zone 2	N max	959.27	M cor	8.73	0	0	SEC
	N min	135.19	M cor	14.005	0	0	SEC
	N cor	513.41	M max	30.667	0	0	SEC
Zone 3	N max	448.13	M cor	10.422	0	0	SEC
	N min	10.42	M cor	0.377	0	0	SEC
	N cor	119.11	M max	29.28	0	1.68	SPC

b) Situation accidentelle (G+Q ±E)
Suivant 2-2

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	1013.64	M cor		0	0	SEC
	N min	421.65	M cor	2.11	0	0	SEC
	N cor	684.24	M max	47.268	0	0	SEC
Zone 2	N max	686.8	M cor	16.836	0	0	SEC
	N min	144.29	M cor	0.804	0	0	SEC
	N cor	376.72	M max	52.982	0	0	SEC
Zone 3	N max	322.16	M cor	14.467	0	0	SEC
	N min	7.39	M cor	0.232	0	0	SEC
	N cor	97.46	M max	44.316	0	3.25	SPC

Suivant 3-3

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	1013.64	M cor	3.058	0	0	SEC
	N min	421.65	M cor	8.593	0	0	SEC
	N cor	528.7	M max	49.279	0	0	SEC
Zone 2	N max	686.8	M cor	9.195	0	0	SEC
	N min	144.29	M cor	11.447	0	0	SEC
	N cor	288.97	M max	55.712	0	1.01	SPC
Zone 3	N max	322.16	M cor	19.637	0	0	SEC
	N min	7.39	M cor	0.425	0	0	SEC
	N cor	68.24	M max	46.857	0	3.9	SPC

c) Situation accidentelle (0.8G± E)
Suivant 2-2

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	570.39	M cor	1.633	0	0	SEC
	N min	509.25	M cor	1.952	0	0	SEC
	N cor	194.35	M max	39.743	0	0.23	SPC
Zone 2	N max	370.58	M cor	20.496	0	0	SEC
	N min	197.96	M cor	0.67	0	0	SEC
	N cor	87.33	M max	42.23	0	2.35	SPC
Zone 3	N max	182.57	M cor	15.53	0	0	SEC
	N min	18.37	M cor	0.368	0	0	SEC
	N cor	65.69	M max	33.7	0	2.5	SPC

Suivant 3-3

					$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	OBS
Zone 1	N max	570.39	M cor	2.679	0	0	SEC
	N min	509.25	M cor	6.232	0	0	SEC
	N cor	391.68	M max	14.77	0	0	SEC
Zone 2	N max	370.58	M cor	3.22	0	0	SEC
	N min	197.96	M cor	8.2	0	0	SEC
	N cor	210.35	M max	18.371	0	0	SEC
Zone 3	N max	182.57	M cor	0.369	0	0	SEC
	N min	18.37	M cor	7.249	0	0.44	SPC
	N cor	62.67	M max	16.124	0	0.71	SPC

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Ferraillage
(40 x 40)	**12.8**	**14.19**	**4Ø14+4Ø16**
(35 x 35)	**9.8**	**10.67**	**4Ø12+4Ø14**
(30 x 30)	**7.2**	**9.05**	**8Ø12**

Tableau V.3 : choix des armatures longitudinales

➢ **Longueur de recouvrement**

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales.

$$L_r = 40\ Ø_L^{min} = 40 \text{ x } 1.2 = 48[\ cm]$$

V.1.5- Vérification à l'ELU :

➢ **Calcul des armatures transversal :**

Les armatures transversales sont disposées de manière empêchée tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau et de reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

a) Diamètre des aciers :

D'après le BAEL91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$Ø_t = \frac{1}{3}\ Ø_L^{min} = \frac{1}{3} x\ 16 = 5.33[\ mm]$

Soit Ø = 8mm

Nous adoptons des cadres de section : At = 2,01 [cm^2] = 4HA8

b) Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

* **En zone nodale :** $S_t \leq \text{Min}(10Ø_l, 15cm) = 12cm\ avec: S_t = 10[cm]$

* **En zone courante :** $S_t' \leq 15Ø_l = 18cm\ avec: S_t = 15$[cm]

c) Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :

$L_r = 40Ø_l^{max} = 40x1.6 = 64$[cm] (zone II_a)

d) Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

$$L_s = \frac{Ø x f_e}{4\tau_{su}}$$

ft28 = 0,6 + 0,06 fc28

Ψ_s = 1,5 Pour les aciers à haute adhérence.

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 ft28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ [MPa]

Pour les HA12 :

$L_s=\frac{1.2x400}{4x2.835}=42.32[cm]$

Pour les HA 14 :

$L_s=\frac{1.4x400}{4x2.835}=49.38[cm]$

On prend : L_s**=50[cm]**

Pour les HA16 :

$L_s=\frac{1.6x400}{4x2.835}=56.44[cm]$

On prend : L_s**=60[cm]**

- **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :**

Pour le poteau le défavorable :

l_f**=0.7x4.08=2.856**

$\lambda_g=\frac{I_f}{i}=\frac{I_f}{b}=\frac{2.856}{0.4}=7.14$

λ_g**=7.14 > 5**

- **En zone nodale :**

A_{min} = 0,003xbxSt= 0,003x40x10 = 1,2[cm^2]

- **En zone courante** :

A_{min} = 0,003xbxSt= 0,003x40x15 = 1,8 [cm^2]

Donc :

A_{min}=1.2 [cm^2] < A_t=2.01 [cm^2]……Condition vérifiée.

A_{min}=1,8 [cm^2] < At=2.01 [cm^2]……..Condition vérifiée.

e) Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\tau u=\frac{V_u^{max}}{b_0 xd}\leq \tau_{bu}=p_b f_{c28}$

$p_b=\begin{cases}0{,}075 \ \lambda g\geq 5 \longrightarrow p_b=0.075\\ 0{,}04 \ \lambda\leq g5\end{cases}$

$\tau_{bu}=p_b f_{c28}=0.075x25=1.875[MPa]$

➢ **Poteaux (40x40) :**

Sens 2-2 :$\tau_u = \frac{32.83}{0.4x0.37} x10^{-3} = 0.221[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

Sens 3-3 :$\tau_u = \frac{31.14}{0.4x0.37} x10^{-3} = 0.210[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

➢ **Poteaux (35x35) :**

Sens 2-2 :$\tau_u = \frac{37.75}{0.35x0.32} x10^{-3} = 0.337[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

Sens 3-3 :$\tau_u = \frac{35.79}{0.35x0.32} x10^{-3} = 0.319[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

➢ **Poteaux (30x30) :**

Sens 2-2 :$\tau_u = \frac{32.36}{0.3x0.27} x10^{-3} = 0.399[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

Sens 3-3 :$\tau_u = \frac{30.68}{0.3x0.27} x10^{-3} = 0.378[MPa]$ $< \tau_{bu} = 1.875[MPa]$ Condition vérifiée

V.1.6 -Vérification à l'ELS :

➢ Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \text{ x} f_{t28} \text{x } b \text{ x } d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- dessous :

Suivant 2-2

					e_s (cm)	A_{smin} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone 1	N max	1065.21	M cor	9.291	0.872	4.77	14.19
	N min	117.27	M cor	9.43	8.041	13.14	14.19
	N cor	956.82	M max	33.523	3.503	7.12	14.19
Zone 2	N max	691.65	M cor	14.631	2.115	4.42	10.67
	N min	98.04	M cor	0.318	0.324	3.44	10.67
	N cor	400.15	M max	28.128	7.029	9.18	10.67
Zone 3	N max	323.55	M cor	14	4.32	11.54	9.05
	N min	7.66	M cor	0.019	0.248	2.48	9.05
	N cor	100.93	M max	26.701	26.454	0.65	9.05

Suivant 3-3

					e_s (cm)	A_{smin} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone 1	N max	1065.21	M cor	3.071	0.288	4.50	14.19
	N min	117.27	M cor	0.707	0.602	4.64	14.19
	N cor	679.35	M max	18.528	2.727	6.12	14.19
Zone 2	N max	691.65	M cor	6.25	0.903	3.68	10.67
	N min	98.04	M cor	10.055	10.256	1.34	10.67
	N cor	371.55	M max	26.05	7.01	9.36	10.67
Zone 3	N max	323.55	M cor	7.479	2.311	3.63	9.05
	N min	7.66	M cor	0.273	3.563	5.95	9.05
	N cor	86.84	M max	21.115	24.314	0.63	9.05

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} \geq A_{min}$

- **Etat limites d'ouverture de fissures :**
  La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

- **Etat limite de compression du béton :**
  Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sousM_s et N_s, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

Suivant 2-2 :

Section	N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	σ_{bs} [Mpa]	σ_{bi} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$[Mpa]	OBS
(40 x 40)	1065.21	9.291	5.83	4.68	15	*Condition vérifée*
(35 x 35)	691.65	14.631	5.87	3.08	15	*Condition vérifée*
(30 x 30)	323.55	7.479	3.88	1.64	15	*Condition vérifée*

Suivant 3-3

Section	N_{max} [kN]	M_{cor} [kN.m]	σ_{bs} [Mpa]	σ_{bi} [Mpa]	$\overline{\sigma_{bc}}$[Mpa]	OBS
(40 x 40)	1065.21	3.071	5.45	5.07	15	*Condition vérifée*
(35 x 35)	691.65	6.25	5.07	3.80	15	*Condition vérifée*
(30 x 30)	323.55	7.479	3.88	1.64	15	*Condition vérifée*

Ferraillage des poutres

Introduction :

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

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 avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU (1 ,35G+1 ,5Q), accidentelles **(G+Q±E et 0,8G±E)** et suivant les règles du

RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'**ELU**, à l'**ELS** et au **RPA99**.

V.2. - Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section :

- Poutre principales : (40x30) = Amin = 0,005× 30 x 40 = **6 [cm^2].**

-Poutre secondaire : (35x25) = Amin = 0,005× 25 × 35 = **4,375 [cm^2].**

- **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**

A max = 4% (b x h) *en zone courante.*

A max = 6% (b x h) *en zone de recouvrement.*

Poutres principales [30x 4] :

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\ [cm^2]$ *(zone courante).*

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\ [cm^2]$ *(zone de recouvrement).*

Poutres secondaires [25 x 35] :

$A_{max} = 0.04 \times 25x\ 35 = 35\ [cm^2]$ *(zone courante).*

$A_{max} = 0.06 \times 25x\ 35 = 52,5\ [cm^2]$ *(zone de recouvrement).*

V.2.1- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit :

Ast = *section d'armatures tendues.*

Asc = *section d'armatures comprimées.*

- ***Calcul du moment réduit :***

$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2}$ *avec:* $f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c25}}{\gamma_b}$ *(Art BAEL B66).*

- ***Calcul du moment réduit limite*** (μ_l) **:**

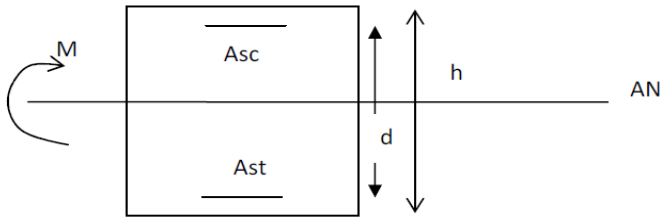
FeE400

$\delta_b = 1.15$ ⟹ $\mu_l = 0{,}392$

En comparaison entre la valeur de **μ** et celle de $\boldsymbol{\mu_1}$ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

Premier cas :

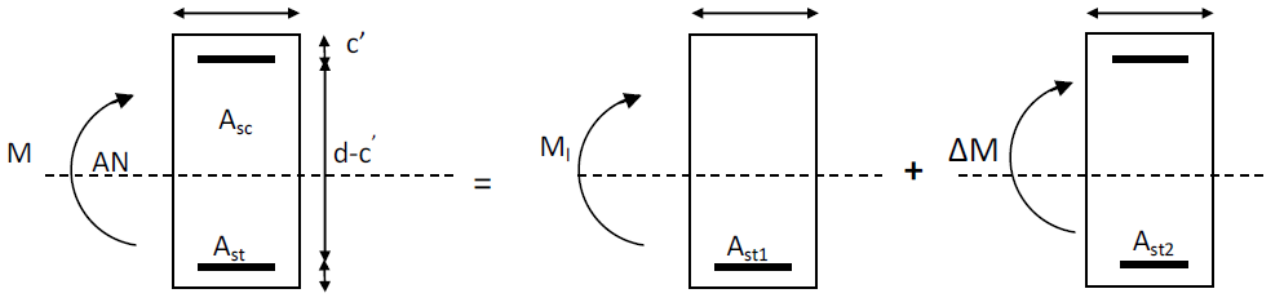
μ < μ1 *section simplement armée* **(SSA)** ⟹ *les armatures comprimées ne sont pas nécessaires* ⟹ **Asc =0**



$$\mathbf{A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}} \quad \textbf{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Deuxième cas :

$\mu \geq \mu_l$ ⟹ *section doublement armée (SDA).*



$$\begin{cases} M = M_1 + \Delta M_1 \\ M_1 = \mu\, b\, d^2 f_{bu} \qquad\qquad \Delta M = M - M_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Ast = Ast_1 + Ast_2 = \dfrac{M_r}{\beta 1 \times d \times \sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ Asc = \dfrac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \end{cases}$$

V.2.2-Ferraillage des poutres :

Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux.

- **Ferraillage des poutres principales :(tableau 1)**

b= 30 cm, h= 40 cm, d=37cm

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes : ***ELU*** et ***Accidentelles(RPA)***, le ferraillage se fera suivant le moment MAX pour chaque zone (Travées, Appuis supérieurs et inférieurs) et cela suivants les diagrammes suivants :

1. **En travée :**

M_{max} = ***82,67*** **KN.m** donné par l'***ELU***

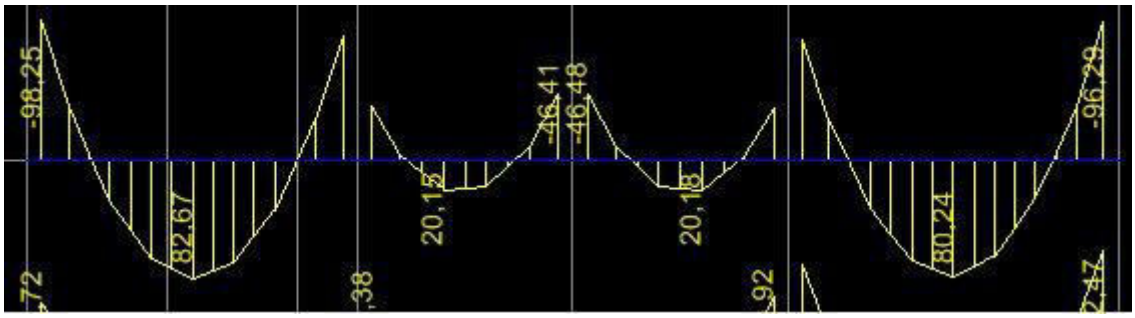
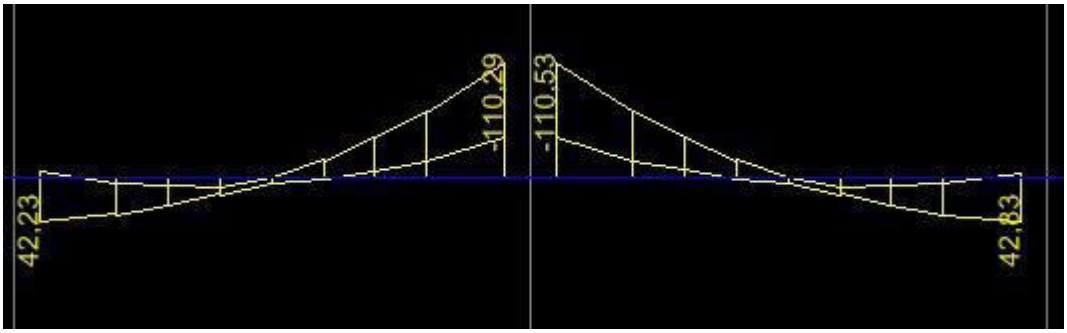


Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

2. Aux appuis :

a) Appuis supérieurs :

M_{max}= ***-110,53*KN.m** donné par la combinaison ***G +Q +Ey***



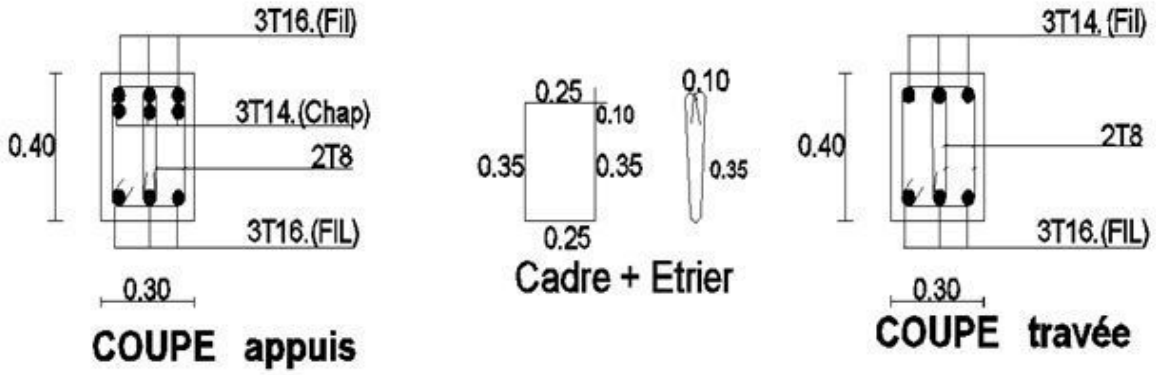
Digramme des moments fléchissants en situation accidentelle

a) Appuis inférieurs :

M_{max}= ***42 ,83*** **KN.m** donné par la combinaison ***G +Q +Ey***

Appuis	*Travée*	*ZONE*
110,53	82,67	*Mmax (Kn.m)*
ACC	ELU	*Comb*
300	300	*b (mm)*
370	370	*d (mm)*
18.48	14.2	*Fbc (Mpa)*
0.146	0,142	*μ*
0.921	0.923	*β*
9,32	6,95	*As (cm2)*
6	6	*A min*
16,68	10,65	*A adoptée*
3AH16+ 3HA14	3HA16+ 3HA14	*ferraillage (Filantes)*
3HA16	/	*ferraillage (Chap)*

TABELEAU 1 : Ferraillage des poutres principales



- **Ferraillage des poutres secondaires :(tableaux 2)**

b= 25 cm, h= 35 cm, d=32 cm

1. En travée :

M_{max} = ***15,66*** **[KN.m]** donné par l'***ELU***

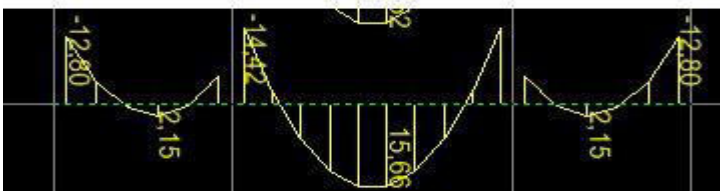
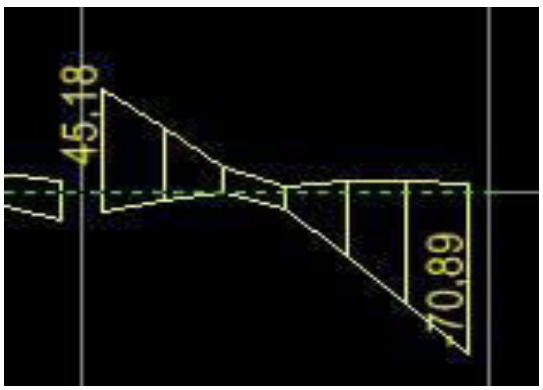


Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

2. Aux appuis :

a) Appuis supérieurs :

M_{max}= ***-14,42 [*****KN.m]** donné par la combinaison ***G +Q +EX***



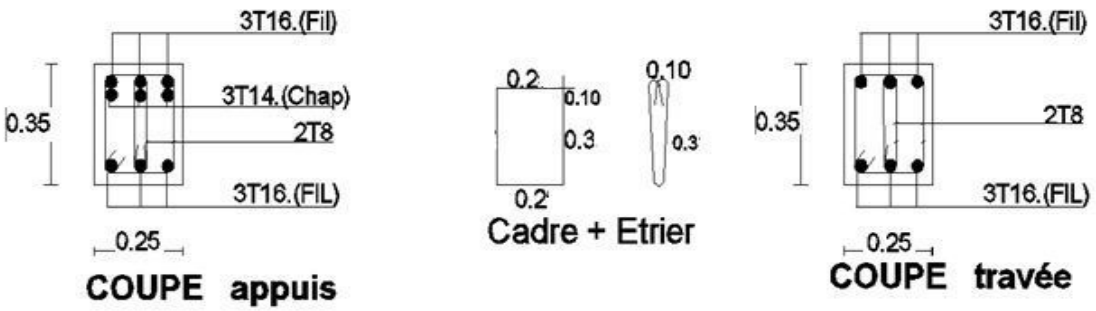
Digramme des moments fléchissant en situation accidentelle

a) Appuis inférieurs :

M_{max}= ***-70,89*** **KN.m** donné par la combinaison ***G +Q +EX***

Appuis	*Travée*	*ZONE*
70,89	15,66	*Mmax (Kn.m)*
ACC	ELU	*Combi*
250	250	*b (mm)*
320	320	*d (mm)*
18.48	14.2	*Fbc Mpa)*
0,150	0,043	*μ*
0.918	0.978	*β*
6,93	1,43	*As (cm2)*
4,375	4,375	*A min*
11,59	6,03	*A adoptée*
3AH16	3HA16	*ferraillage (Filantes)*
2HA16+ 1HA14	/	*ferraillage (Chap.)*

TABELEAU 1 : Ferraillage des poutres secondaires



V.2.3- Calcul d'armatures transversales *(Art. A.7.2.2 / BAEL 91):*

a) Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = min \{h/35, b/10, \Phi_l\}$.

h : hauteur totale d'élément ($h=40cm$).

Φ_l: diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément ($b=30cm$).

Φ_t = min {11.4mm, 30mm, 16mm}= 8mm

Nous adopterons Cadre + Etrier : HA8

b) Calcul d'espacements (Art .A.6.1.24 /BAEL91 :

Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: St = min { 0,9d , 40cm } = min { 33.3cm , 40cm }= 33.3 [cm].

Nous prendrons St=25cm.

le RPA version 2003 (***Art 7.5 - 2***) L'espacement doit vérifier :

- *Sur appuis :* $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30) = \min(10 ; 14.4 ; 30)$

  Soit S_t=10 [cm]

- *En travée* : $e \leq h/2 \rightarrow e \leq 20cm$

  Soit e=15 [cm].

c) Encrage des barres (Art .A.6.1.23 /BAEL91) :

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6x400}{4x2,835} = 56.43 \text{ [cm]}. \qquad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6x1,5^2.2,1 = 2,835[MPa]$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.
Le ***BAEL*** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : ***0.4. L_s*** (***Art A.6.253 /BAEL91***) :

l_c= 0,4 x l_s= 0,4 x 56.43 cm = 22.5cm
Soit ***l_c = 25cm.***

V.2.4- Vérifications à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1)

Amin = 0,23 b d f_{t28} / fe = 0,23x37x33x2,1/400 = 1.34 [cm^2]

- **En travée:**

***PP* :** At = 10,65 [cm^2] ≥ Amin …… . *Condition vérifiée.*

PS : At= 6,03 [cm^2] ≥ Amin …… . *Condition vérifiée.*

- **Sur appuis :**

***PP* :** A_a=16,68 [cm^2] ≥ Amin …… . *Condition vérifiée.*

PS : A_a =11,59 [cm^2] ≥ Amin …… . *Condition vérifiée.*

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (Art : 6.1.3/BAEL91) :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15$ [MPa].

$\tau_{se} = Vu / 0{,}9d\sum u_i$

- **poutres principales :** 3HA16+3HA14

$\sum u_i = 3.14*3*16+3.14*3*14=282{,}6$ [mm]

$\tau_{se} = \frac{161.44*10^3}{0{,}9*370*282{,}6} = 1.72$[Mpa] $< \bar{\tau}_{se}$ =3,15 [MPa] ……*Condition vérifiée.*

- **poutres secondaires : :** 3HA16

$\sum u_i$ =3*3,14*16=150,72[mm]

$\tau_{se} = \frac{29{,}01*10^3}{0{,}9*320*150{,}72}$=0,69[MPa] $< \bar{\tau}_{se}$ =3,15 [MPa] ……*Condition vérifiée.*

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

c) Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91

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

$\tau_u = Vu / (b.d)$

PP : Vu =161,44 [KN]…... τ_u = 161,44x1000/(300x370) = 1,45 [MPa] $< \bar{\tau}_u$ …*Condition vérifiée.*

PS : Vu=29,01 [KN]… ..…τ_u = 29,01x1000/(250x320) = 0,36 [MPa] $< \bar{\tau}_u$ ….*Condition vérifiée.*

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieur à 0.9Vt on doit prolonger au delà de bort de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$\mathbf{A_a} \geq \frac{1,15}{f_e}(T_u + \frac{M_U}{0,9.d})$

- ***p. principales :*** $\frac{1,15}{400}(161,44 + \frac{110,53}{0,9.0,37}) = 1,42\ [cm^2]$

$A_a = 16,58cm^2 > 1.42cm^2$……..... *Condition vérifiée.*

- ***p. secondaires*** : $\frac{1,15}{400}(29,01 + \frac{14,42}{0,9.0,32}) = 0,22\ [cm^2]$.

$A_a = 11,59\ [cm^2] > 0,22\ [cm^2]$……..…….... *Condition vérifiée.*

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :

$T_u \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_S}$

- ***p. principales*** : $T_u = 161,44KN \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_S} = 13889,1[KN]$… *Condition vérifiée.*
- ***p. secondaires*** : $T_u = 29,01KN \leq 0,4x0,9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_S}$ 10017,39[KN]…*Condition vérifiée.*

V.2.5- Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91):

La fissuration étant peu nuisible ⇒ aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification des contraintes dans les aciers :

La contrainte admissible du béton :$\overline{\sigma_{bc}}$=15[MPa]

La contrainte admissible de l'acier $\overline{\sigma_s}$=348[MPa]

$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} \leq : \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta 1.d.A_{st}}$

$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

➢ **Poutres principales :**

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7	Colonne8
zone	Ms	feraillage	ρ_1	$\beta 1$	K1	σ_{st}	σ_{bc}
travée	57,717	10,65	0,959	0,863	21,5	169,72	7,89
appui	74,77	1,503	0,839	0,839	16,06	144,4	8,99

➢ **Poutres secondaires :**

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7	Colonne8
zone	Ms	feraillage	ρ_1	$\beta 1$	K1	σ_{st}	σ_{bc}
travée	18,698	6,03	0,754	0,875	25	110,74	4,43
appui	33,471	11,59	1,449	0,841	16,45	107,31	6,52

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.
Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.
Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- Zone 1 : du sous-sol au premier étage.
- Zone 2 : du deuxième au quatrième étage.
- Zone 3 : du cinquième au septième étage.

❖ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \rightarrow ELU \\ G + Q \rightarrow ELS \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8\,G \pm E \end{cases}$

❖ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée a sa base, il y'a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voiles élancé $\frac{h}{e} > 1.5$

Voiles courts $\frac{h}{e} < 1.5$

V.3-Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.
Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

- Zone 1 : du sous-sol au premier étage
- Zone 2 : du deuxième au quatrième étage
- Zone 3 : du cinquième au septième étage

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

V.3.1-Etapes de calcul

- **Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :
B : section du béton
I : moment d'inertie
V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)
L : longueur du voile dans le sens considéré.

- **Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3}\right)$$

Avec :
***l'** : longueur de la zone comprimée*
***h_e** : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.*
$h_e = H_{étage} - h_{poutre}$

- **Détermination de l'effort normale ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée** :

✓ ***Section partiellement comprimée (SPC) :***

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e \qquad \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e \qquad \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

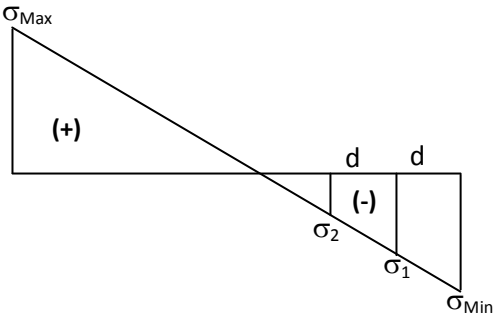


Diagramme des contraintes

Avec :

A : section d'armatures verticales
σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa
e : épaisseur du voile

✓ ***Section entièrement comprimée (S.E.C) :***

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e \qquad \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

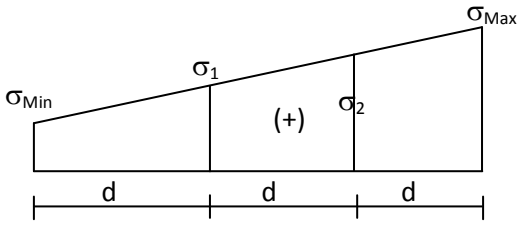


Diagramme des contraintes

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ =348[Mpa]

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 [Mpa]

✓ ***Section entièrement tendue (S.E.T) :***

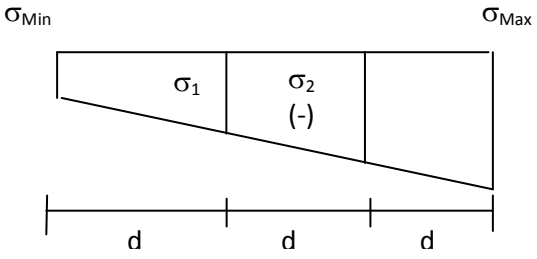


Diagramme des contraintes

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_{max}}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

.

V.3.2-Sections d'armatures minimales :

1) Armatures verticales :

A. Compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à : 4 ***cm²*** par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

0,2% de la section totale du béton comprimé sans dépasser ***5%*** de celle-ci.

B. Traction simple :

$A_{min} \geq B. F_{t28} / F_e$ (BAEL91)

B : Section du béton.

C. Exigences du RPA 99 : (art A-7-7-41)

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu ($A_{min} \geq 0.2$ % .B).

2) Armatures horizontales :

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ (art A-7-7-41 RPA99)

$A_H = A_v / 4$ (BAEL91)

$A_H = 0.15$ % B (RPA99)

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins ***04*** épingles par mètre carré.

4) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$A_{vj}=1.1\dfrac{\overline{T}}{f_e}$ où : $\overline{T}$ = 1,4 T

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts dus au moment de renversement.

5) Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4ϕ10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

6) Diameter minimum : (art A7-7-43/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

7) Espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

(1,5e ; 30cm), c'est à dire St ≤ min (1,5e ; 30cm).

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à L/10 ; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm.

8) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est égale à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

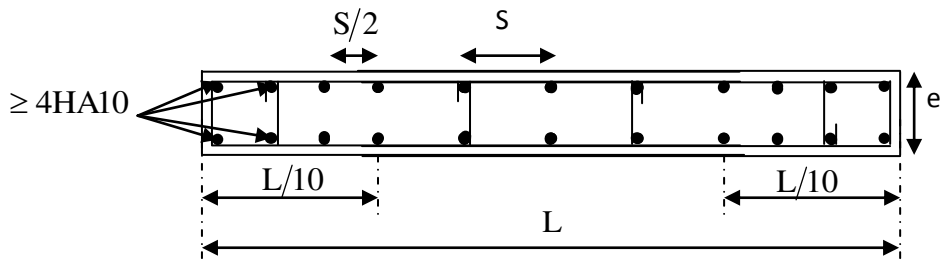


Fig.V.3.2.8: Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.3--Vérifications :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,[MPa]$$

Avec :

- N_{ser} : *Effort normal applique*
- B : *Section du béton*
- A : *Section d'armatures adoptée*

V.3.4-Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$

b_0 : *Epaisseur du linteau ou du voile*

d : *Hauteur utile (d = 0.9 h)*

h : *Hauteur totale de la section brute*

b) D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4[MPa]\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

- ***Exemple de calcul :***

Soit à Ferrailler le voile longitudinal VY1 :

Zone I : Caractéristiques géométriques : L= 4.6m ; B = 0.920m² ; I = 1.622 m^4

• Sollicitation :

les cas les plus défavorables : M= 6854.68 [Kn.m] , T=635 [Kn]

σmax =11551.01 ***[KN/m²]***
σmin = -7885.70 ***[KN/m²]***

La section est partiellement comprimée.

$$Lc = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Lc = 2.7 [m]

Lt = 4.60– 2.7=1.9 [m]

$d \leq \min(he/2, 2Lc/3)$

$h_e = H_{étage} - h_{poutre}$

Comme le voile VX1 est dans le sens des poutres principales alors : $h_{poutre}=40$[cm] donc :

$h_e = 3.06-0.40=2.66$[m]

on prend: $d_1=d_2 = \frac{l_t}{2} = 0.95$[m]

- **1er Bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(l_t - d)}}{l_t} = \frac{7885.70*0.95}{1.9} = 3942.85 \text{ [Kn /m}^2\text{]}$$

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} * \boldsymbol{d} * \boldsymbol{e} = \frac{3942.85+7885.70}{2} * 0.95 * 0.2 = 1123.7[kn]$$

$A_{v1} = N_1 / \sigma_s = 32.29$ [cm²]

- **2er Bande :**

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1}{2}(\boldsymbol{l_t} - \boldsymbol{d})\boldsymbol{e} = \frac{1123.7}{2} * 0.95 * 0.2 = 106.75[kn]$$

$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 3.06$ [cm²]

Avec:

A_{v1} et A_{v2} armatures verticales

❖ **Armature minimales :** (BAEL 91).

$A_{min} \geq \max(B.F_{t28} / F_e ; 0{,}2\% B) = 9.97$ [cm²] Avec :B=dxe

❖ **Armatures de couture**

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{T}}{f_e} = 24.4 \text{ [cm²]}$$

➢ **Ferraillage adopté :**

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + A_{vj} \ /4 = 38.39 \ [cm^2] \\ A_2 = A_{v2} + A_{vj} \ /4 = 9.16 [cm^2] \end{cases}$$

On adopte :

A1 =14HA14 /bande/nappe = 43.12 [cm^2] ⟶avec St=15 cm.

A2 =12HA10 /bande/nappe = 18.84 [cm^2] ⟶ avec St = 25cm.

❖ **Armatures horizontales** :

Ah = $\frac{A_v}{4}$ = 9.64 [cm^2] soit 2x6HA12 = 13.55 [cm^2] / par bande de 1m) s_h=20 cm

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre Carré.

On adopte :

4 épingles de HA8 par mètre carré.

❖ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$\overline{\tau_b} = 0{,}6 f_{c28} = 5[MPa\ ]$

$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1{,}4T}{b \times d} = \frac{1{,}4 \times 638 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 4600} = 1.07[\ MPa]$

$\tau_b = 1.07[\ MPa] < \overline{\tau_b} = 5\ [MPa]$ ……..(condition vérifiée)

Avec :

- d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute

- **Selon le BAEL 91 :**

$\overline{\tau_u} = min\left\{0{,}20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5Mpa\right\} = min\left\{0{,}20 \frac{25}{1{,}15}\ ;\ 5Mpa\right\} = 3{,}33[MPa]$ (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{638 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 4600} = 0.77[MPa]$

$\tau_u = 0{,}77[\ MPa] < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ [MPa]$ ……..condition vérifiée.

- **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15A} = \frac{2064 \times 10^3}{920000 + 15 \times 3839} = 2.11[\ MPa] < \overline{\sigma_b} = 15\ [MPa]$$

Avec :

- Ns : Effort normal applique
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes, elles sont données par les tableaux ci-dessous :

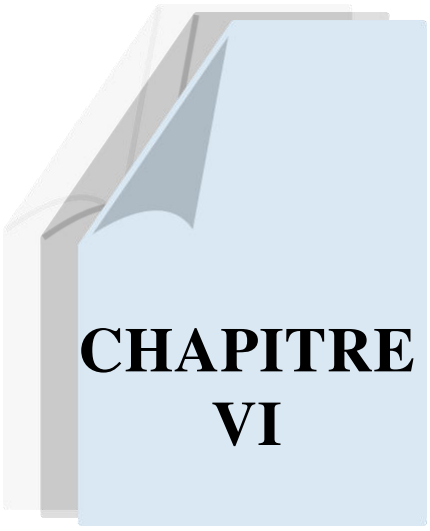
Remarque :

Le ferraillage se fera avec les sollicitations les plus défavorables parmi les contraintes trouvées ci-dessus.

Zone	Niveau	N [t]	M [t.m]	Tu [t]	Obs	L_t [m]	L_c [m]	L_o [m]	B [m^2]	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	A_t [cm^2]	A_c [cm^2]	At_{min} [cm^2]	Ac_{min} [cm^2]	At_{adp} [cm^2]	Ac_{adp} [cm^2]	Ferraillage adoptée	
																		Zone D'extrémité	Zone médiane
III	$5^{éme}$ Au $7^{éme}$	50.68	86.99	47.23	SPC	1.23	2.87	1.53	0.94	-0.93	2.17	0.03	0	4.59	5.74	13.55	18.84	2x2HA12 e=20cm	2x12HA10 e=25cm
II	$2^{éme}$ Au $4^{éme}$	27.21	197.75	68.24	SPC	1.88	2.27	1.51	0.935	-3.11	3.77	16.19	0.62	7.21	4.54	19.1	15.7	2x3HA12 e=20cm	2x10HA10 e=25cm
I	S/Sol RDC $1^{ére}$	-51.3	292.86	67.82	SPC	2.36	1.84	1.23	1	-5.59	4.36	29.2	8.69	9.48	3.68	29.78	18.07	2x5HA12 e=20cm	2x8HA12 e=25cm

Figure : Ferraillage de voile VY4

Zone	τ_b[MPa]	$\overline{\tau_b}$	Obs	τ_u[MPa]	$\overline{\tau_u}$[MPa]	Obs	Ns[T]	A_{total}[cm^2]	σ_b[MPa]	$\overline{\sigma_b}$	Obs
III	0.89	5	OK	0.64	3.33	OK	76.98	32.39	0.39	15	OK
II	1.27	5	OK	0.91	3.33	OK	150.58	34.8	1.6	15	OK
I	1.26	5	OK	0.89	3.33	OK	208.57	47.85	2.08	15	OK



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- *Un effort normal* : charge et surcharge verticale centrée ;
- *Une force horizontale* : résultante de l'action sismique ;
- *Un moment* qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

❖ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- *Les semelles continues sous murs,*
- *Les semelles continues sous poteaux,*
- *Les semelles isolées,*
- *Les radiers.*

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- *Les pieux ;*
- *Les puits*.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

❖ **Choix du type de fondation** :

- Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :
- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés :

- ***Les fondations superficielles :***

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances

.

- ***Les fondations profondes :***

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

.

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

VI-Etude géotechnique du sol *:*

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} **= *2bars*.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Type de site	σ_{adm}
Limon de plateau	***1.5 à 3.0 bars***
Terre à meulière	***3.0 à 4.5 bars***
Marne verte, argile	***0.7 à 4.5 bars***
Alluvions anciennes, sables, graviers	***6.0 à 9.0 bars***
Sables de Beauchamp	***7.5 à 15 bars***
Craie	***9.0 à 10 bars***
Marne + caillasse	***7.5 à 15 bars***
Calcaire grossier	***18 à 45 bars***
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	***7.5 à 4.5 bars***
Terrain non cohérent à bonne compacité	***3.5 à 7.5 bars***
Terrain non cohérent à moyenne compacité	***2.0 à 4.0 bars***
Argile	***0.3 à 3.0 bars***

Tableau VI.1: contrainte admissible des différents sols

Pour notre cas le tableau ci-dessus nous donne une contrainte admissible de sol

σ_{adm} **= 2.0 bars**

VI.1- Choix du type de fondation *:*

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.

- L'économie.

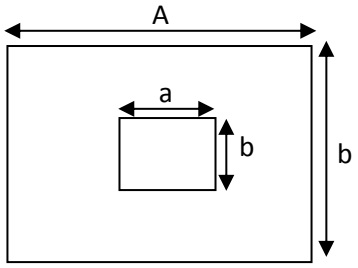
Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI.1.1- Dimensionnement *:*

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$



Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$N_{ser} = 1752{,}08[KN]$, $\overline{\sigma}_{sol} = 200[KN/m^2]$ $\Rightarrow$ $B = 2.96[m]$

***Remarque** :*

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

.**Semelles filantes sous voiles *:***

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

.

.

Voiles	G+Q *(KN/m²)*	N^bre de voiles	L *(m)*	B *(m)*	S=B.L *(m²)*	S total
VL1	1603.9	4	4.60	1.74	8	32
VL2	2045.37	2	3.80	2.69	10.22	40.88
VL3	1669.63	2	3.15	2.65	8.35	33.4
						106.28

Tableau VI.2: Surface de semelles filantes sous voiles

$S_V = \sum S_i = 106.28[m^2]$ Avec : $\mathbf{S_V}$: Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux *:*

On fera le calcul sur le portique ***longitudinal (C-C)*** (fil de poteaux le plus sollicité $N_{ser.MAX}$***=1806.87 [KN]***

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

.

Poteau	N_{ser}*(KN)*	*Mi (KN.m)*	*ei(m)*	*Nser X* ***ei*** *(KN.m)*
1	206	-13.74	7.6	*1565.6*
2	1063.78	9.05	3	3191.34
3	368.49	0.07	0	0
4	1065.21	-9.29	-3	-3195.63
5	208.43	14.42	-7.6	-1584.07
Somme	***2911.91***	***0.51***	**0**	***-22.76***

Tableau VI.3: Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -0.007[m]$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.007m < \frac{L}{6} = \frac{15.5}{6} = 2.58[m] \Rightarrow \textbf{\textit{Répartition trapézoïdale}}.$$

On prend en considération le débord

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2911.91}{15.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.007)}{15.5}\right) = 187.37[KN/m]$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2911.91}{15.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.007)}{15.5}\right) = 188.37[KN/m]$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2911.91}{15.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.007)}{15.5}\right) = 188.12[KN/m]$$

3. Détermination de la largeur de la semelle *:*

$$B \geq \frac{q_{(\max)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{188.37}{200} = 0.94[m]$$

On prend ***B =1m***.

On aura donc, $S = 1 \times 15.5 = 15.5[m^2]$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_V$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

St=15.5x8 + 106.28 = 230.28 [m^2].

Remarque :

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 376.65[m^2]$

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 230.28[m^2]$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{230.28}{376.65} = 0.61 \Rightarrow S_t > 50\%\ S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de **50 %** de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

VI.2- Etude du radier général *:*

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 diminuée du poids propre du radier.

Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire *:***

$$\frac{L_{max}}{8} \le h \le \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{460}{8} \le h \le \frac{460}{5} \Rightarrow 57.5 \le h \le 92cm$$

On prend h=70[cm]

- **Condition de vérification de la longueur élastique *:***

.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \ge \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_{max} \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ Ce qui conduit à } h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 [MPa] pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale différé E = 10818.86 [MPa].

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.6}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.93[m]$$

.

- **La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

  - $h_d \ge \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de $25[cm]$

  - $h_d \ge \frac{460}{20} = 23[cm]$

- **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une largeur :

  - $h_n \ge \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46[cm]$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $\mathbf{h_n}$=100 [cm] ……...……. Hauteur de la nervure
- $\mathbf{h_d}$= 30 [cm]……. Hauteur de la dalle
- **b** = 60 [cm]……...…….. Largeur de la nervure
- $\mathbf{h_{d'}}$=12[cm]……..Hauteur de la dalle flottante

1. Détermination des efforts :

a) Charges revenants à l'infrastructure :

-Charge permanente : G =23857.49 [KN]

-Charge d'exploitation : Q = 7321.75 [KN]

- ***Combinaison d'actions* :**
  - ✓ **A l'ELU :** $N_u = 1.35G + 1.5Q$ =43190.24 [KN]
  - ✓ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 31179.24[KN]$

❖ **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

A l'ELU :

$$S_{rad}^{ELu} \geq \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{43190.24}{1.33 \times 200} = 162.37[m^2]$$

A l'ELS :

$$S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{31179.24}{200} = 155.9[m^2]$$

D'où : $S_{bat} = 376.65\,m^2 \succ S_{rad} = \max(162.37,155.9)[\,m^2]$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, mais on vérifie débord son minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\,cm\right) = 50[\,cm]$$

On prend: $L_{déb} = 50[cm]$

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$S_{rad} = (376.65)+(79.6x0.5)= 416.45\ [m^2]$

Donc on aura une surface totale du radier ***: S_{rad} = 416.45 [m^2]*** **]**

2. Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du radier :

***Remarque** :*

G_{rad}= poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante

+ Poids de débord.

Poids de la dalle** : 25 x 416.45 x 0.3= **3123.38 [KN].
***Poids de remblais** : (0.7) (416.45 – 132.9) x 16* = 3175.76 [KN]**.**
***Poids de la dalle flottante** : 25 x 0.12 x 283.55*= 850.65 [KN].
***Poids de la nervure** : (0.7) x 25 x 132.9* = 2325.75 [KN]**.**
Poids de débord : *25 x 0.3 x39.8* = 298 [KN].
----------***$Gtot_{rad}$ = 9773.54 [KN].***

----------**Q_{rad} =** 5 x 416.45=***2082.25[KN.m]***

- **ELU:**

Nu total = Nu_{BAT} + (1.35G_{rad} +1.5 Q_r)= 43190.24+16317.65=59507.89 [KN]

- **ELS:**

$N_s$total = Ns_{BAT} + (G_{rad} + Q_{rad}) =31179.24+11855.79=43035.03 [KN]

VI.3-Les vérifications *:*

a) Vérification à la contrainte de cisaillement *:*

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 30 = 27[cm]$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{59507.89 \times 1}{416.45} \times \frac{4.6}{2} = 328.65[KN]$$

$$\tau_u = \frac{328.65}{1 \times 0.27} = 1217.22 KN/m^2 = 1.21[MPa]$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right\} = 2.5[MPa]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ……..*Condition vérifiée*

b) Vérification de la stabilité du radier :

➢ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.65[m] \; ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.25[m]$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➢ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum\left[I_x + S_i(X_i - X_G)^2\right] = 9470.8[m^4].$$

$$I_{yy} = \sum\left[I_y + S_i(Y_i - Y_G)^2\right] = 22267.13.[m^4].$$

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.

.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} ,I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

.

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

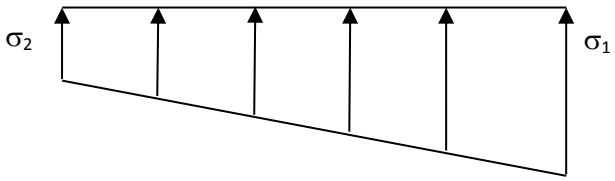


Fig VI.4 : Diagramme des contraintes

.

***A l'ELU*:**

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1.33\cdot\sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

***A l'ELS*:**

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$

❖ ***Sens longitudinal* :**

A l'ELU :

M_X=54372.93[*KN.m]*

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.X_g = \frac{59507.89}{416.45} + \frac{54372.93}{22267.13}x12,65 = 173.78[KN/m^2]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.X_g = \frac{59507.89}{416.45} - \frac{54372.93}{22267.13}x12,65 = 112.00[KN/m^2]}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 173.78 + 112.00}{4} = 158.34[KN/m^2]$$

$$1.33\sigma_{SOL} = 1.33\times 200 = 266[KN/m^2]$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL}$ ……***Condition vérifiée.***

A l'ELS :

M_X= 54372.93 [*KN.m]*

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.X_g = \frac{43035.03}{416.45} + \frac{54372.93}{22267.13} x12,65 = 134.23[KN/m^2]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.X_g = \frac{43035.03}{416.45} - \frac{54372.93}{22267.13} x12,65 = 72.45[KN/m^2]}$$

$$\sigma_m = \frac{3\times 134.23 + 72.45}{4} = 118.79[KN/m^2\ ]\ ;$$

$$\sigma_{sol} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$ ..... ***Condition vérifiée***

❖ **Sens transversal :**

A l'ELU :

M_y= *57860.92 [*KN.*m]*

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.Y_g = \frac{59507.89}{416.45} + \frac{57860.92}{9470.8} x8.25 = 193.3[KN/m^2]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.Y_g = \frac{59507.89}{416.45} - \frac{57860.92}{9470.8} x8.25 = 92.49[KN/m^2]}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times 193.3 + 92.49}{4} = 168.09\ KN/m^2 \quad ; \quad 1.33.\sigma_{SOL} = 1.33\times 200 = 266[KN/m^2]$$

$\sigma_m < 1.33\cdot\sigma_{SOL}$ .....***Condition vérifiée.***

A l'ELS:

M_y=*57860.92 [KN.m]*

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{43035.03}{416.45} + \frac{57860.92}{9470.8} x8.25 = 153.74[KN/m^2]}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{43035.03}{416.45} - \frac{54372.92}{9470.8} x8.25 = 52.94[KN/m^2]}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3x153.74 + 52.94}{4} = 128.54[KN/m^2] \ ;$$

$$\sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL}$ ……***Condition vérifiée.***

c) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

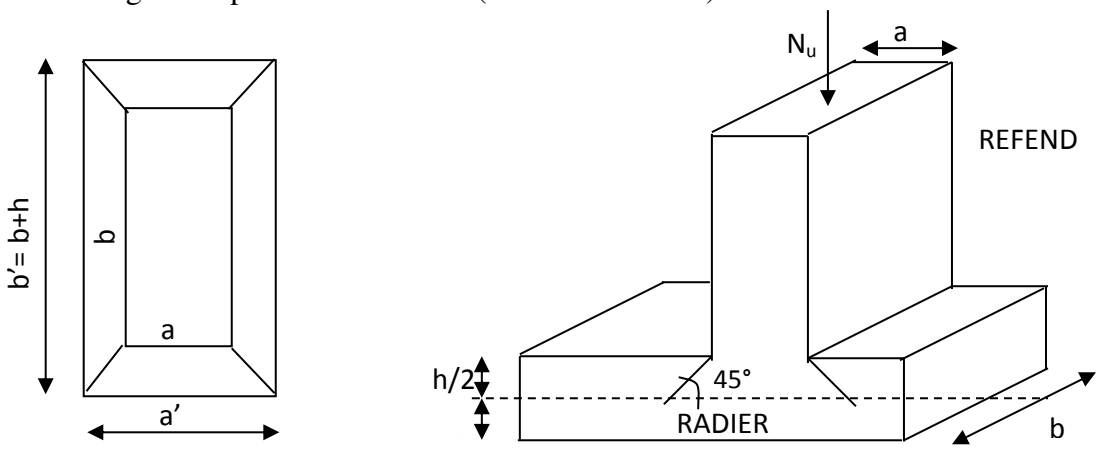
$$N_u \leq \frac{0.07\ \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisaillé 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).



FigVI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

.

- **Calcul du périmètre utile μ_c**
- **Poteau (le poteau le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) = 5.60[m]$$

$$N_u = 1482.68[KN]$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 5.60 \times 1 \times 25000}{1.5} = 6533.33[KN] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Voile (le voile le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4[m]$$

$$N_u = 2824.95[KN]$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 1 \times 6.4 \times 25000}{1.5} = 7466.66 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'effet de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique : $\mathbf{P \geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z}$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ***a = 1.5***

Z : profondeur de l'infrastructure ***(h = 1.00m)***

P = 39799.61[KN] ≥ 1.5 x 416.45 x 10 x 1.00 = ***6246.75[KN]***

Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.4- Ferraillage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1er Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

Et $M_{oy} = 0$

.

b) 2eme Cas :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad avec\left(L_x < L_y\right)$

Remarque *:*

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_U = \sigma_m\left(ELU\right) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168.09 - 1.35 \times \frac{9773.54}{416.45} = 136.40[KN/m^2]$$

A l'ELS :

$$q_S = \sigma_m\left(ELS\right) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 128.54 - \frac{9773.54}{416.45} = 105.07[KN/m^2]$$

VI.5-Calcul à l'ELU :

- **Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{0X} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$$

.

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	ρ=Lx/Ly	μ_x	μ_Y	M_{ox}	M_{0y}	Obs
1	4.6	4.6	1.00	0.0368	1.00	106.21	106.21	2Sens

Tableau VI.6: Identification des panneaux

Remarque :

On calcule les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions ***L_x*** *et* ***L_y*****.**

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x *se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens* L_y *et inversement.*

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x, *d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée* L_y.

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75\ M_{0X}$ ou $0.75\ M_{0Y}$

Moment sur appuis : $0.5\ M_0$

.Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :……. $0.85\ M_{0X}$ *ou* $0.85\ M_{0Y}$

Moment sur appuis de rive :…… $0.3\ M_0$

Moment sur appui intermédiaire : ..... $0.5\ M_0$

$$\begin{cases} M_{0x} = 106.21\ [KN.m] \\ M_{0y} = 106.21[KN.m] \end{cases}$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Sens X-X : $Mapp = 0.5 M_{0X} = 53.11$ [KN.m]

$M_t = 0.75 M_{0X} = 79.66$ [$KN.m$]

Sens Y-Y : $Mapp = 0.5\ M_{0Y} = 53.11$ [$KN.m$]

$M_t = 0.75\ M_{0Y} = 79.66$ [$KN.m$]

- ***Etape de calcul* :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} \qquad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta\, d\, \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm2)	Ferraillage	A_u Adoptée	S_t
x-x	Appui	53.11	0.051	SSA	0.973	5.80	6HA12	6.77	20
	Travée	79.66	0.077	SSA	0.959	8.84	6HA14	9.24	20
y-y	Appui	53.11	0.051	SSA	0.973	5.80	6HA12	6.77	20
	Travée	79.66	0.077	SSA	0.959	8.84	6HA14	9.24	20

Tableau VI.7: Ferraillage du panneau à l'ELU

VI.5.1-Vérifications à l'ELU:

a. *Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1) :*

Aux appuis :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 2.40[cm^2/ml]$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 6.77m^2 > A_{min} = 2.4[cm^2/ml] \rightarrow condition\ vérifiée \\ A_{ua}^y = 6.77cm^2 > A_{min} = 2.4[cm^2/ml] \rightarrow condition\ vérifiée \end{cases}$$

En travée :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4[cm^2/ml]$$

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 9.24[cm^2] > A_{min} = 2.4[cm^2/ml] \rightarrow condition\ vérifiée \\ A_{ut}^y = 9.24[cm^2] > A_{min} = 2.4[cm^2/ml] \rightarrow condition\ vérifiée \end{cases}$$

b. Espacement des armatures *(Art .A.6.1.24 /BAEL91 :*

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

S_t^{max} = 20cm < min (3h, 33cm) = 33[cm] ……..……*condition vérifiée*

c. Vérification de l'effort tranchant: *(Art : 5.1.2.1/BAEL91) :*

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_s}\ ; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$\tau_u = \frac{q_{u.l}}{2.b.d} = \frac{136.40 \times 4.60}{2 \times 1 \times 0.27} = 1161.93$ KN/m^2 = 1.16MPa< 2.5MPa . . . . . *....condition vérifiée*

VI.5.2-Vérification à l'E.L.S :

a. Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0X} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Lx(m)	Ly(m)	ρ=Lx/Ly	q_s	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{0Y}
4.6	4.6	1.00	105.07	0.0442	1.00	98.27	98.27

Tableau VI.8 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens X-X :

Mapp= 0.5 M_{0X}= ***49.14 [KN.m]***

M_t = 0.75M_{0X}=***73.70 [KN.m]***

Sens Y-Y :

Mapp= 0.5 M_{0Y}= ***49.14[KN.m]***

M_t = 0.75 M_{0Y}= ***73.70[KN.m]***

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \textbf{avec :} \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre.

❖ **Aux appuis :**

.***Sens X-X***

$$\gamma = \frac{53.11}{49.14} = 1.08 \quad \text{Et} \quad \mu = 0.051 \rightarrow \alpha = 0.0667$$

$$\alpha = 0.0667 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$\gamma = \frac{53.11}{49.14} = 1.08$ Et $\mu = 0.051 \rightarrow \alpha = 0.0667$

$\alpha = 0.0667 < \frac{1.08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$ ……. … ……. . . . . ..*Condition vérifiée*

❖ **En travée :**

Sens X-X

$\gamma = \frac{79.66}{73.70} = 1.08$ Et $\mu = 0.77 \rightarrow \alpha = 0.1016$

$\alpha = 0.1016 < \frac{1.08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$ ……..……. . . . . …*Condition vérifiée.*

Sens Y-Y

$\gamma = \frac{79.66}{73.70} = 1.08$ Et $\mu = 0.77 \rightarrow \alpha = 0.1016$

$\alpha = 0.1016 < \frac{1.08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$ . . . . . .*Condition vérifiée*

Remarque : *Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS*

VI.6-Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

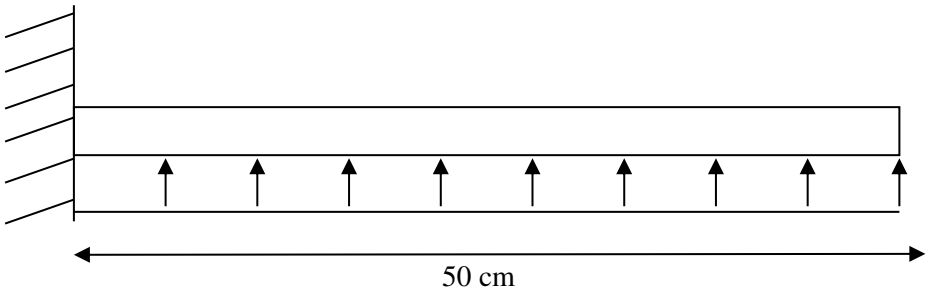


Fig VI.8 : Schéma statique d'un débord

VI.6.1-Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

Q_u= 136.40[*KN/ml]* $Mu = \frac{-Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-136.40 \times 0.5^2}{2} = -17.05[KN.m]$

.**A l'ELS :**

Q_s= 105.07[*KN/ml]* $Ms = \frac{-Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-105.07 \times 0.5^2}{2} = -13.13[KN.m]$

Calcul des armatures :

b= 1[m] ; d = 27[cm] ; f_{bc} = 14.2[MPa] ; σ_s = 348[MPa]

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

Les résultats de ferraillage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_u	B	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix	St (cm)
ELU	17.05	0.016	0.992	1.83	3.26	4HA12	4.52	33

Tableau VI.9: Ferraillage à l'ELU.

❖ **Armatures de répartition :**

A r= $\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1{,}13 cm^2 \Rightarrow$ on adopte 3HA10 = 2.35[cm²/ml]

Avec un espacement de **25[cm]**

VI.6.2-Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.05}{13.13} = 1.30 \quad \alpha = 0.0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.40$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à ***l'ELS.***

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.
$A_{radier} > A_{debord}$ $\Rightarrow$ *Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).*

VI.7- Ferraillage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmit aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

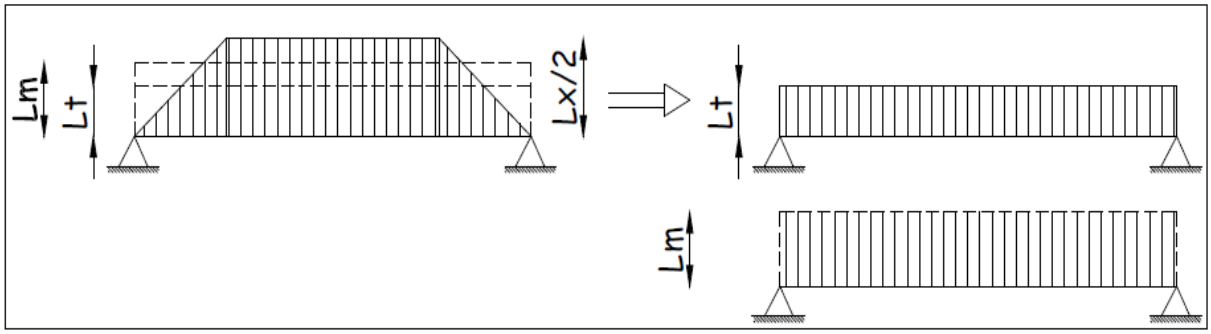


Fig VI.9: Présentation des chargements simplifiés.

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times lx.$$

$$l_t = 0.25 \times lx.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = lx.\ (0.5 - \rho_x^2/6).$$

$$L_t = lx.\ (0.5 - \rho_x^2/4).$$

$Qu = qu \times l_m$; $Qs = qs \times l_m$ } Pour les moments fléchissant.

$Qu = qu \times l_t$; $Qs = qs \times l_t$ } Pour les efforts tranchant.

$$\text{ELU} : q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) :$$

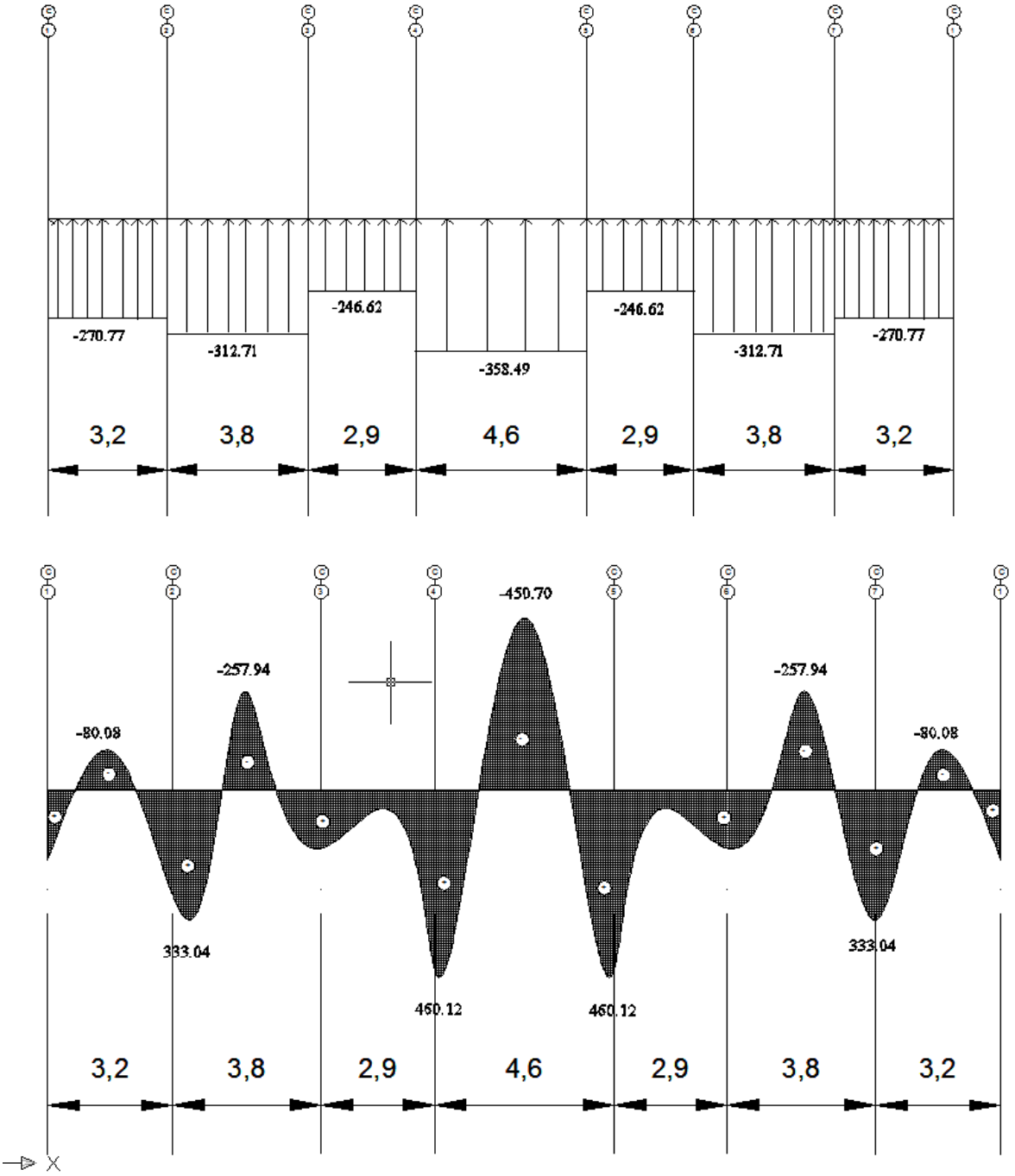
$$\text{ELS} : \quad q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right)$$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Chargement	Lm	Lt	qu	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
A-B	1	3.00	3.20	0.94	Trapèze	1.06	0.84	127.12	87.57	134.75	270.77	92.82	186.52	106.79	208.49	73.56	143.62
	2	3.20	4.60	0.70	triangle	1.07	0.80	127.12	87.57	136.02		93.70		101.70		70.06	
B-C	1	3.00	3.80	0.79	Trapèze	1.19	1.03	127.12	87.57	151.27	312.71	104.21	215.42	130.93	251.69	90.20	173.39
	2	3.80	4.60	0.83	triangle	1.27	0.95	127.12	87.57	161.44		111.21		120.76		83.19	
C-D	1	2.90	3.00	0.97	triangle	0.97	0.73	127.12	87.57	123.31	246.62	84.94	169.88	92.80	185.6	63.93	127.86
	2	2.90	4.60	0.63	triangle	0.97	0.73	127.12	87.57	123.31		84.94		92.80		63.93	
D-E	1	3.00	4.60	0.65	Trapèze	1.29	1.18	127.12	87.57	163.99	358.49	112.97	246.95	150.00	296.19	103.33	204.04
	2	4.60	4.60	1	triangle	1.53	1.15	127.12	87.57	194.50		133.98		146.19		100.71	
E-F	1	2.90	3.00	0.97	triangle	0.97	0.73	127.12	87.57	123.31	246.62	84.94	169.88	92.80	185.	63.93	127.86

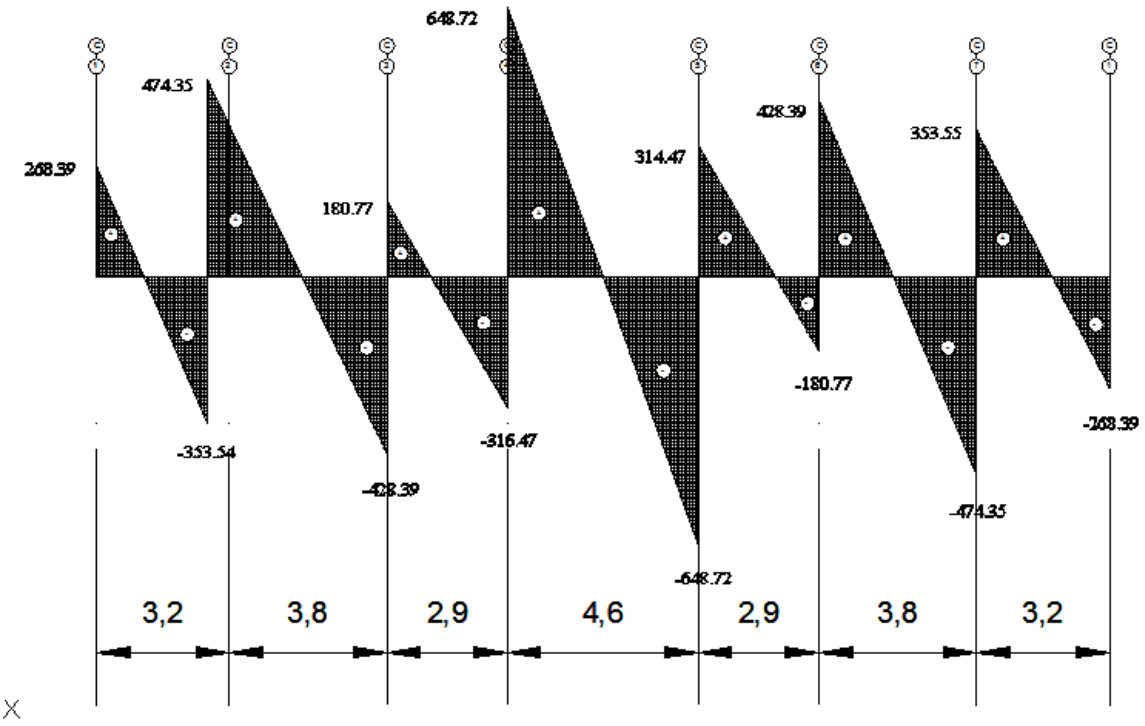
	2	2.90	4.60	0.63	triangle	0.97	0.73	127.12	87.57	123.31		84.94		92.80	6	63.93	
F-G	1	3.00	3.80	0.79	Trapèze	1.19	1.03	127.12	87.57	151.27	312.71	104.21	215.42	130.93	251.7	90.20	173.39
	2	3.80	4.60	0.83	triangle	1.27	0.95	127.12	87.57	161.44		111.21		120.77		83.19	
G-H	1	3.00	3.20	0.94	Trapèze	1.06	0.84	127.12	87.57	134.75	270.77	92.82	186.52	106.79	208.49	73.56	143.63
	2	3.20	4.60	0.70	triangle	1.07	0.8	127.12	87.57	136.02		93.70		101.70		70.07	

❖ **Détermination des efforts :**

ELU :



FigVI.10:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigVI.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

❖ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➢ **Sens longitudinal X-X :**

$M_a^{max} = 460.12[\ KN.m]$ $\qquad$ $M_t^{max} = -450.70\ [KN.m]$

En appuis :

$$\mu_x = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{460.12 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{460.12 \times 10^2}{0.971 \times 97 \times 34.8} = 14.04[cm^2]$$

Soit : $4HA14FIL + 2HA16chap = 14.20\ [cm^2 / ml\ ]$

En travée :

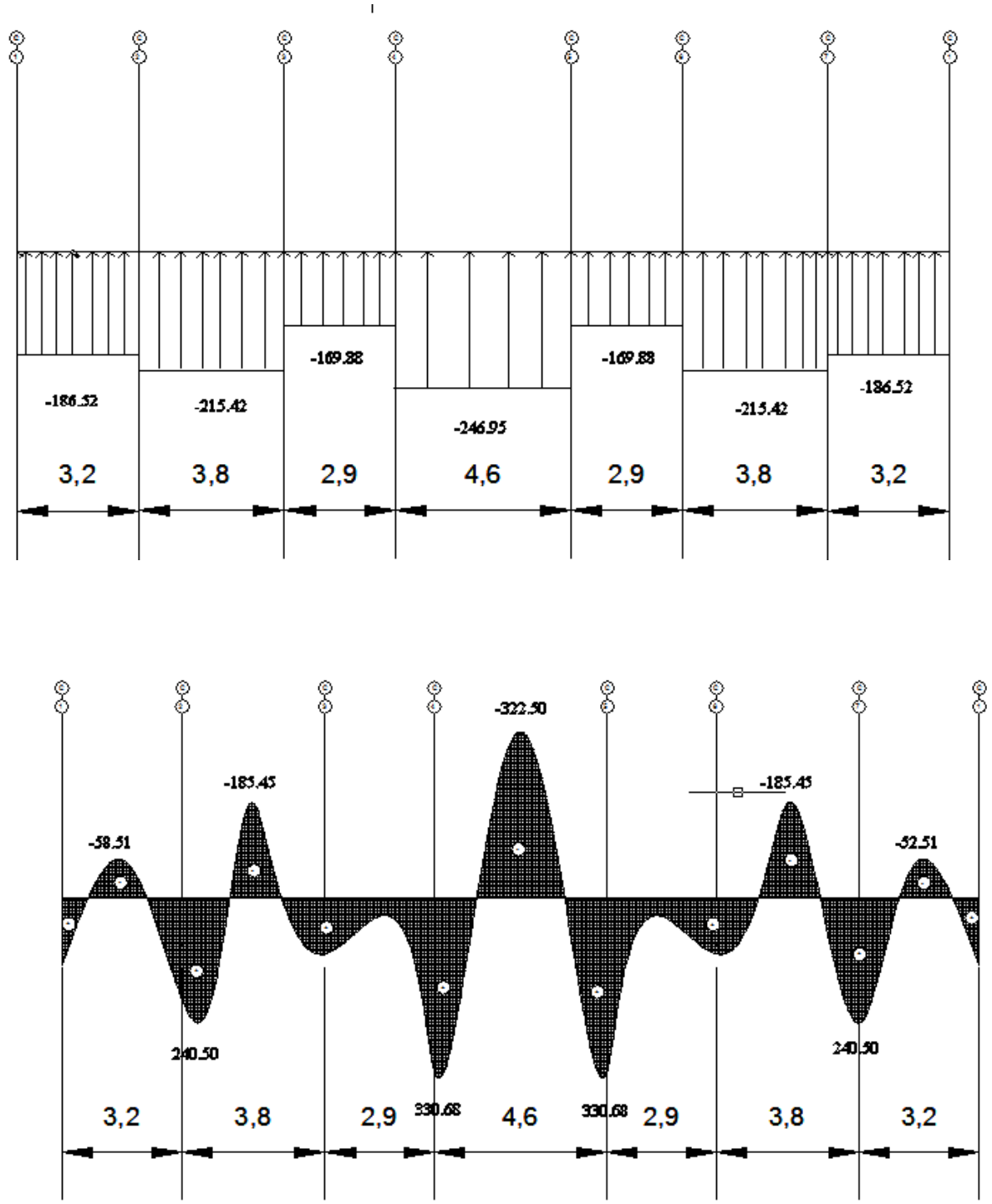
$$\mu_x = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{450.70 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$

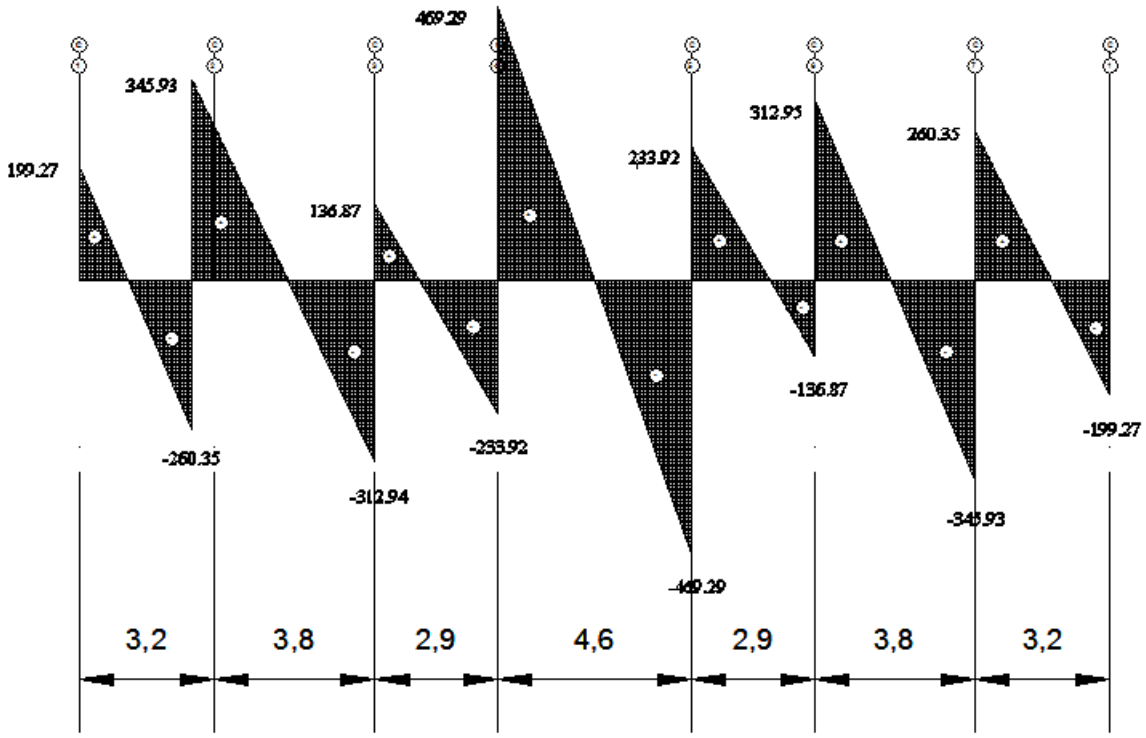
$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{450.70 \times 10^2}{0.971 \times 97 \times 34.8} = 13.75[cm^2]$$

Soit : $4HA14\,fil + 4HA16chap = 14.20[cm^2 / ml]$

ELS :



FigVI.12:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

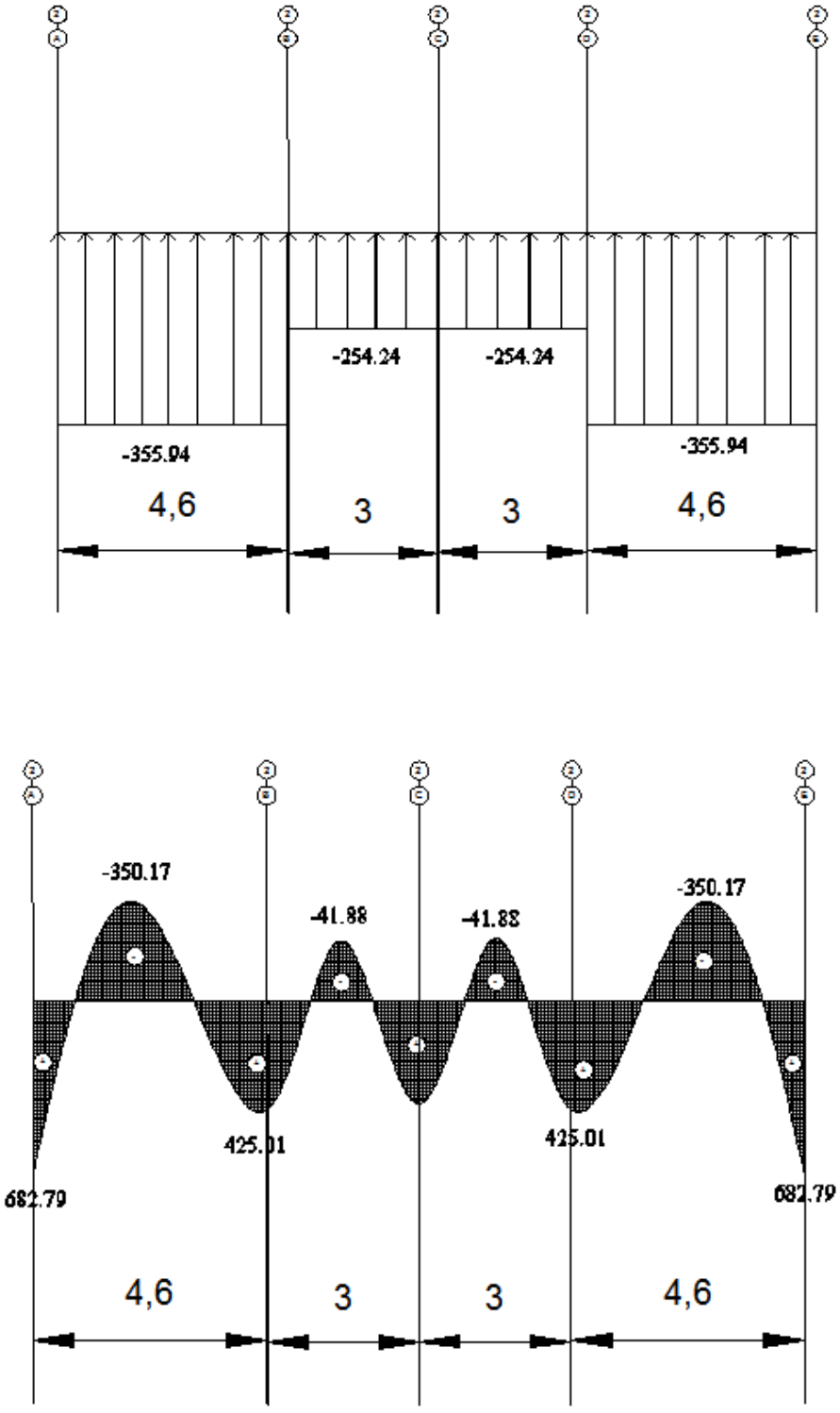


FigVI.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

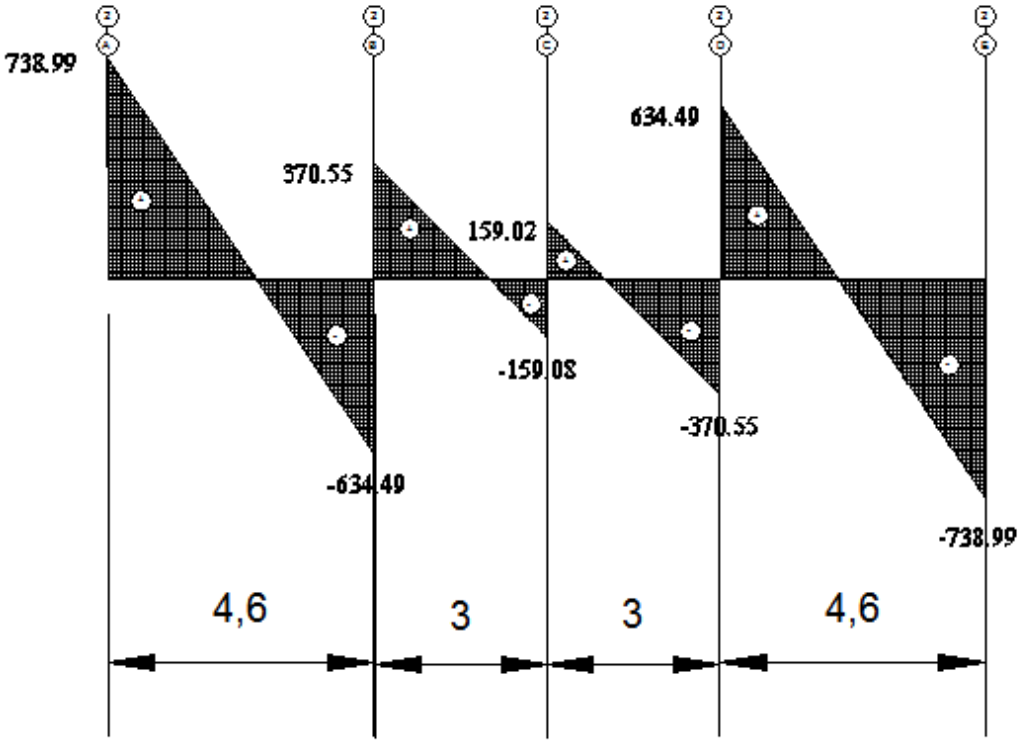
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**l_x**	**l_y**	**ρ**	**chargement**	**l_m**	**L_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**
1-2	1	3.80	4.60	0.83	Trapèze	1.46	1.25	127.12	87.57	**185.60**	**355.94**	**127.85**	**245.19**	158.90	**312.72**	**109.46**	**215.42**
	2	3.20	4.60	0.70	Trapèze	1.34	1.21	127.12	87.57	**170.34**		**117.34**		**153.82**		**105.96**	
2-3	1	3.00	3.80	0.79	triangle	1.00	0.75	127.12	87.57	**127.12**	**254.24**	**87.57**	**175.14**	**95.34**	**190.68**	**65.68**	**131.36**
	2	3.00	3.20	0.94	triangle	1.00	0.75	127.12	87.57	**127.12**		**87.57**		**95.34**		**65.68**	
3-4	1	3.00	3.80	0.79	triangle	1.00	0.75	127.12	87.57	**127.12**	**254.24**	**87.57**	**175.14**	**95.34**	**190.68**	**65.68**	**131.36**
	2	3.00	3.20	0.94	triangle	1.00	0.75	127.12	87.57	**127.12**		**87.57**		**95.34**		**65.68**	
4-5	1	3.80	4.60	0.83	Trapèze	1.46	1.25	127.12	87.57	**185.60**	**355.94**	**127.85**	**245.19**	**158.90**	**312.72**	**109.46**	**215.42**
	2	3.20	4.60	0.70	Trapèze	1.34	1.21	127.12	87.57	**170.34**		**117.34**		**153.82**		**105.96**	

❖ **Détermination des efforts :**

ELU :



FigVI.14:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigVI.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

❖ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➢ **Sens transversal suivant y-y :**

$M_a^{\max} = 682.79\ KN.m$ $M_t^{\max} = 350.17\ KN.m$

En appuis :

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{682.79 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.085 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

Du tableau : $\mu_x = 0.085 \Rightarrow \beta = 0.956$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{682.79 \times 10^2}{0.956 \times 97 \times 34.8} = 21.16\,[cm^2]$$

Soit : $4HA20\,fil + 2HA20chap + 2HA16chap = 22.86[\ cm^2 / ml\ ]$

En travée :

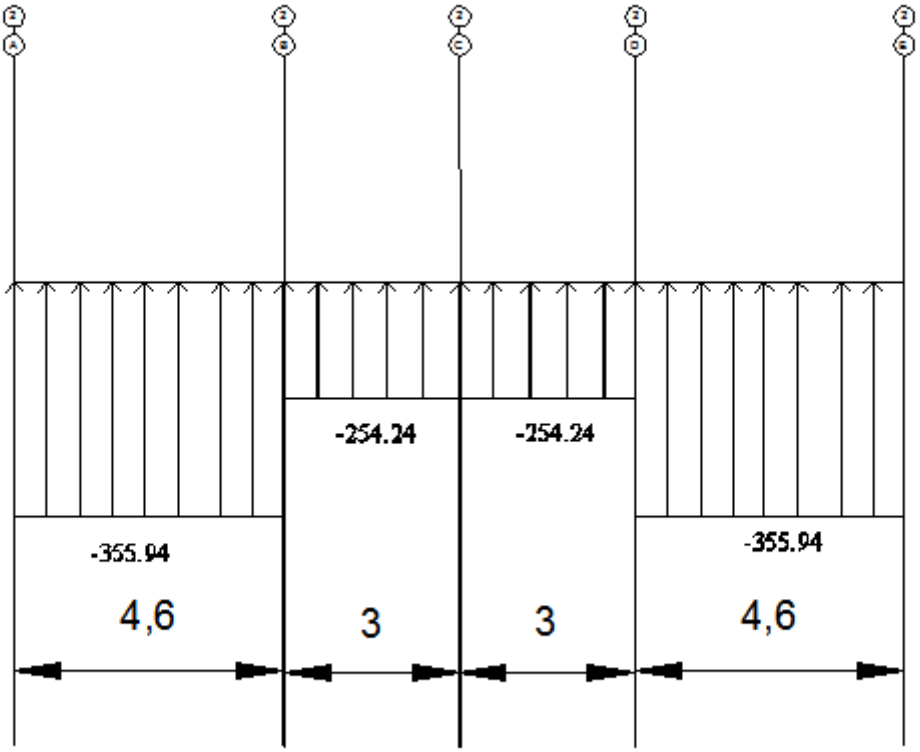
$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{350.17 \times 10^3}{60 \times 97^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

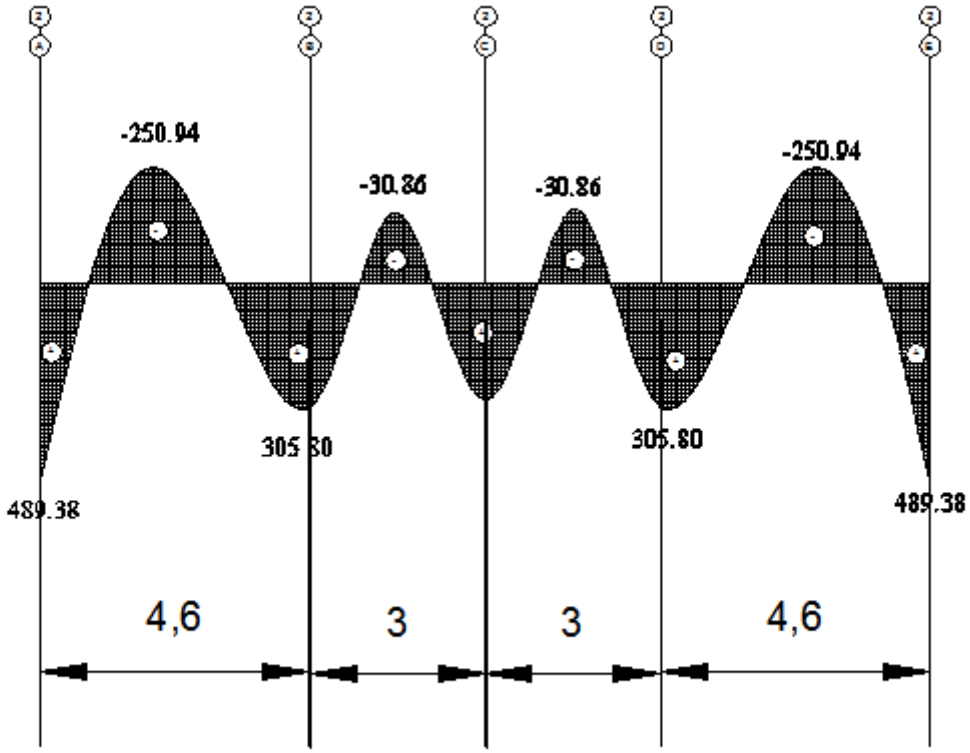
Du tableau : $\mu_y = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$

$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{350.17 \times 10^2}{0.978 \times 97 \times 34.8} = 10.61[cm^2]$$

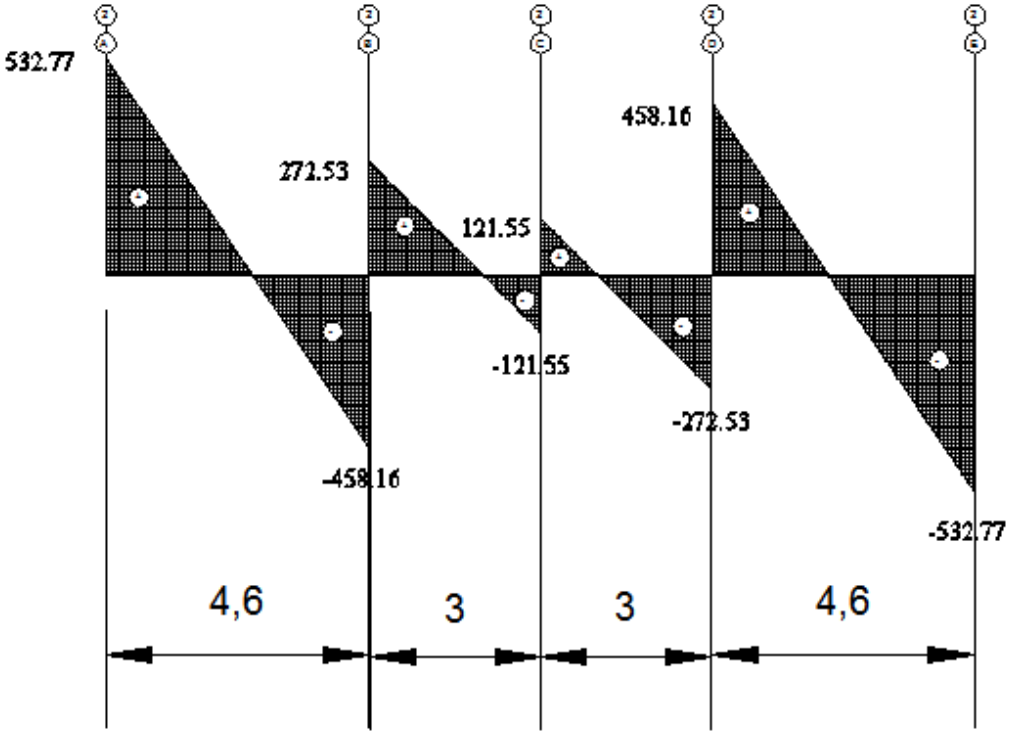
Soit : $4HA16\,fil + 2HA14\,chap = 11.12\,[cm^2 / ml]$

ELS :





FigVI.16:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S



FigVI.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

VI.7.1-Vérifications à l'ELU :

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 100 \times 2.1}{400} = 7.245\,[cm^2]$$

- **Sens longitudinal x-x :**

En travée: $A_u = 14.20\ cm^2 > A_{\min} = 7.245\,[cm^2]$.....*condition vérifiée*

En appuis : $A_u = 14.20\ cm^2 > A_{\min} = 7.245[\ cm^2]$.....*condition vérifiée*

- **Sens transversal suivant y-y :**

En travée : $A_u = 11.12\ cm^2 > A_{\min} = 7.245[\ cm^2]$.....*condition vérifiée*

En appuis : $A_u = 22.86\ cm^2 > A_{\min} = 7.245[\ cm^2]$.....*condition vérifiée*30.9

VI.7.2-Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

Sens X-X :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{648.72 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.11[\ MPa]$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\,MPa\right\} = 2.5[\ MPa]$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.11\,[MPa]\ \leq 2.5\,[MPa].....condition\ vérifiée$$

Sens Y-Y :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{738.99 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.27[\ MPa]$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\,MPa\right\} = 2.5[\ MPa]$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.27\,[MPa\ ] \leq 2.5\,[MPa].....condition\ vérifiée$$

VI.8-Armatures transversales :

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

➢ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi\right) = \min\left(\frac{100}{4}, 12\text{x}1.4\right) = \min\,(25\,\text{cm}, 16.8\,\text{cm}) = 16.8\,[\text{cm}]$$

$$soit: \quad S_t^{\max} = 10\,[\text{cm}]$$

➢ **Zone courante**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50\ cm \ \Rightarrow \quad soit\ S_t^{\max} = 15[\ cm]$$

VI.8.1-Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (25{,}57 ; 60 ; 20)$$

Soit 10mm

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$\boxed{A_t = 0.003 \times S_t \times b}$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8\,[cm^2]$$

Zone courant :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.70\,[cm^2]$$

VI.8.2-Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\boxed{\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}}$$

❖ **Sens longitudinal x-x**

En travée:

$$\mu_x = 0.056 \Rightarrow \alpha = 0.0721$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{450.70}{322.5} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0721 \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \ldots\ldots\ldots condition\ vérifiée$$

En appuis :

$$\mu_x = 0.056 \Rightarrow \alpha = 0.0721$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{460.12}{330.68} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0721 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \text{.....} condition\ vérifiée$$

❖ **Sens transversal suivant y-y :**

En travée:

$$\mu_y = 0.044 \Rightarrow \alpha = 0.0562$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{350.17}{250.94} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0562 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \text{.....} condition\ vérifiée$$

En appuis :

$$\mu_x = 0.085 \Rightarrow \alpha = 0.11125$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{682.79}{489.38} = 1.40$$

$$\alpha = 0.11125 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \text{.....} condition\ vérifiée$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire.

VI.8.3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont reparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\ cm^2}{1 \times 100} = 3 \Rightarrow 1.5\ [cm^2]\ par\ parois$$

Soit donc 2HA12 avec A_s= 2.26 [cm^2] /parois



CHAPITRE VII

ÉTUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII : Etude du voile périphérique

Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

a) Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur e = 20 cm.
La hauteur du voile périphérique = 4.08 m.

b) Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée. $\quad K_0 = \dfrac{1-\sin(\varphi)}{\cos(\varphi)}$

h : la hauteur totale du voile. $\quad$ h =4.08 m.

γ_d : Poids spécifique du remblai γ_d = 1.8 t/m^3.

φ : Angle de frottement de remblai.

φ =35°.

K_0 = 0.52

A l'ELU :

$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5 q)$

h = 0m $\rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.35 \times 1.83 \times 0 + 1.5 \times 1) = 0.78$ t/m^2

h = 4.08m $\rightarrow \sigma_H = 0.52\ (1.35 \times 1.83 \times 4.08 + 1.5 \times 1) = 6.02\ t/m^2$

Avec :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

A l'ELS :

$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0\ (\gamma\ h + q)$

h = 0m $\rightarrow \sigma_H = 0.52\ (1.83 \times 0 + 1) = 0.52 t/m^2$

h=4.08m $\rightarrow \sigma_H = 0.52(1.83 \times 4.08 + 1) = 4.40 t/m^2$

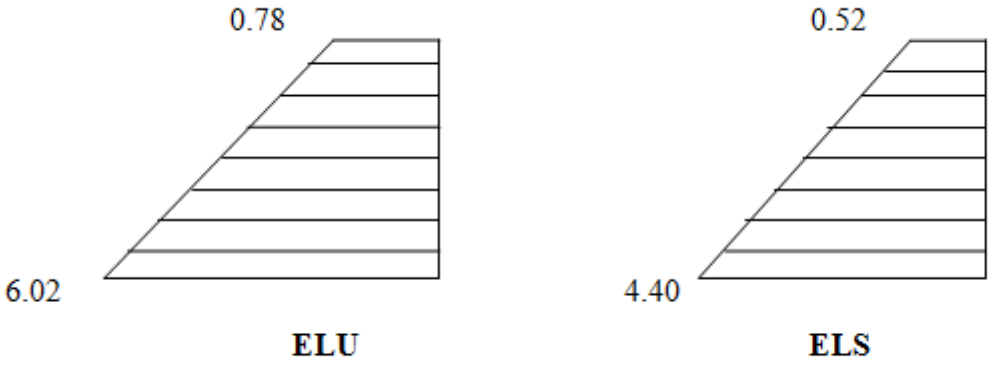


Fig.VII.1 : Diagramme des contraintes en (t/m^2).

VII.1.Calcul des pressions des terres :

$$Pu = \frac{3.\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} x1m$$

❖ Le tableau suivant résume les résultats :

	P_{u1} [t]
ELU	6.22
ELS	3.43

Tableau VII.1 : Pressions des terres sur le voile périphérique.

VII.2.Ferraillage du voile périphérique :

a)Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 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

  0,3 .....appui de rive.

  0,5 ..... autre appui.

➢ **Identification des panneaux :**

lx =4.08 m,ly = 4.60 m $\rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.60} = .088 > 0.4$

le panneau travaille dans les deux sens.

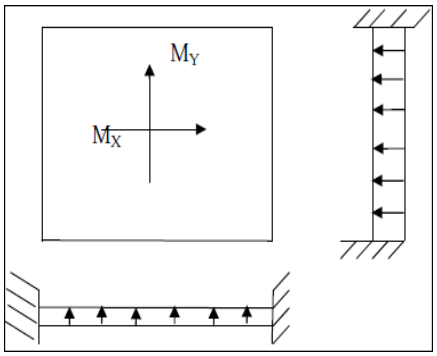


Fig VII.2: Schéma statique d'un voile périphérique

- **Calcul à l'ELU :**

α = 0.88 $\Rightarrow$ ux =0.0478 uy =0.740

- **Sens x-x** :$M_x = \mu_x . q . l_x . = 0.0478 \times 6.22 \times 4.08^2 = 4.95$[t .m]
- **Sens y-y** :$M_y = \mu_y . M_x . = 0.740 \times 4.95 = 3.66$[t.m]

❖ Le tableau suivant résume les résultats de ferraillage à l'ELU:

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u [t.m]	2.48	4.21	1.83	3.11
A_s [cm^2/ml]	4.19	7.28	3.07	5.30
A_s RPA [cm^2/ml]	2	2	2	2
Choix des barres	2x 6HA10	2x 6HA10	2x 6HA10	2x6 HA10
$A_{s\ odpt}$ [cm^2/ml]	9.42	9.42	9.42	9.42
Espacement [cm]	20	20	20	20

Tableau VII.2 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELU.

➢ **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0{,}001\ b\ h = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles /m^2 de HA8.

▪ **Calcul à l'ELS :**

$$\alpha = 0.88 \Rightarrow \quad ux = 0.0549 \qquad uy = 0.818$$

- **Sens x-x** : $M_x = \mu_x . q . l_x . = 0.0549 \times 3.43 \times 4.08^2 = 3.13$[t.m]
- **Sens y-y** : $M_y = \mu_y . M_x . = 0.818 \times 3.13 = 2.56$ [t.m]

❖ Le tableau suivant résume les résultats de ferraillage à l'ELS:

	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_s [t.m]	1.57	2.66	1.28	2.18
A_s (cm^2/ml)	2.62	4.51	2.13	3.68
A_s RPA (cm^2/ml)	2	2	2	2
Choix des barres	2x 6HA10	2x 6HA10	2x 6HA10	2x 6HA10
$A_{s\ odpt}$ (cm^2/ml)	9.42	9.42	9.42	9.42
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII.3 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELS.

❖ Le tableau suivant résume le choix de ferraillage adoptés :

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Choix des barres	2x 6HA10	2x 6HA10	2x 6HA10	2x 6HA10

Tableau VII.4 : Ferraillage adopté en travées et aux appuis .

VII.3.Vérification à l'ELU :

❖ **Section minimale :**

▪ Selon le BAEL 91/99(Condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 * 100. * 17 * 2{,}1}{400} = 2{,}05[cm^2]$$

▪ Selon le RPA99/2003

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.
Amin = 0.001*100*20 = 2[cm²]

- **Sensx-x:**

  Aadoptée=9.42[cm²] > Amin …… condition vérifiée.

- **SensY-Y :**

  Aadoptée=9.42[cm²] > Amin ……...condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales :**

$$\boldsymbol{\phi}_t \geq \frac{\phi l}{3} = \frac{10}{3} = \mathbf{3,33\ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\boldsymbol{\phi}$ = 8 mm

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL):**

$$\boldsymbol{\tau}_u = \frac{Tmax}{bd} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}} = \min\left\{\frac{0,15\, f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right\} = 2,5\ [MPa]$$

Avec :

Tmax = 26.96[**KN]**

$$\boldsymbol{\tau}_u = \frac{26.96*10^3}{1000*170} = 0.16[MPA]$$

$\boldsymbol{\tau}_u$=0.16[Mpa] ≤ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$ =2.5[Mpa] ⟹ condition vérifiée.

❖ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau}_{se} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{se} = \boldsymbol{\psi}_s\, f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15[MPa]$

$$\boldsymbol{\tau}_{se} = \frac{Tmax}{0,9d \sum Ui}$$

Avec : $\sum \boldsymbol{Ui}$*:* Somme des périmètres utiles des barres.

- **Sens x-x :**

$\sum \boldsymbol{Ui} = n\, \pi\boldsymbol{\phi}$ = 12. 3,14. 1,0= 37.68 [cm].

$$\boldsymbol{\tau}_{se} = \frac{26.96*10^3}{0,9*170*376.8} = 0.45\ [MPa].$$

$\boldsymbol{\tau}$se=0.45[Mpa] ≤ $\bar{\boldsymbol{\tau}}_{se}$=3.15[MPa] .....condition vérifiée.

- **Sens Y-Y:**

$\sum \boldsymbol{Ui} = n\, \pi\boldsymbol{\phi}$ = 12. 3,14. 1,0= 37.68 [cm]

$\boldsymbol{\tau}_{se} = \frac{\mathbf{26.96 * 10^3}}{\mathbf{0,9 * 170 * 376.8}} = 0.45$ [MPa]

$\boldsymbol{\tau}$se=0.45 [MPa] $\leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{se}$=3.15[MPa] .....condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

VII.4. Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{n \times f_{tj}}) = 201{,}63[MPa]$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ =15[MPa]

$$\sigma_S = \frac{M_S}{\beta 1.d.A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_S : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

- **Sens x-x :**

La section d'armatures adoptée est A_s= 9.42 [cm²]

$p_1 = \frac{\mathbf{100\ As}}{\mathbf{b_0 d}} = \frac{\mathbf{100.9.42}}{\mathbf{100.17}} = 0.554$

$\boldsymbol{\beta}_1 = 0.889 \Longrightarrow K = 30.04$

Le résume de calcul sera donné dans le tableau suivant :

	A_s (Cm^2)	M_s (kN.m)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Appuis	9.42	15.7	110.28	201.63	vérifiée	3.67	15	vérifiée
Travée	9.42	26.6	186.84	201.63	vérifiée	6.21	15	vérifiée

Tableau VII.5: calcul des contraintes sens x-x

- **Sens Y-Y :**

La section d'armatures adoptée est A_s= 9.42 [cm²]

$p_1 = \frac{100\ As}{b_0 d} = \frac{100.9.42}{100.17}$= 0.554

β_1= *0.889* ⟹ *K= 30.04*

Le résume de calcul sera donné dans le tableau suivant :

	A_s (Cm^2)	M_s (kN.m)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	σ_{bc} (*MPa*)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (*MPa*)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
Appuis	9.42	12.8	89.91	201.63	vérifiée	2.99	15	vérifiée
Travée	9.42	21.8	153.13	201.63	vérifiée	5.09	15	vérifiée

Tableau VII.6: calcul des contraintes sens Y-Y

Conclusion générale

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications.
Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC…)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

Bibliographie

📖**Règles parasismiques algériennes ; Document Technique Réglementaire DTR BC.2.48 MHU/ Edition CGS 2003.**

📖 **Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états –limites ; DTU P 18-702/ Février 2000.**

📖**Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.**

📖**0uvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD) ; Edition FOUCHER/Février 2005.**

📖**Conception et calcul des structures en béton armé (Henry THONIER).**

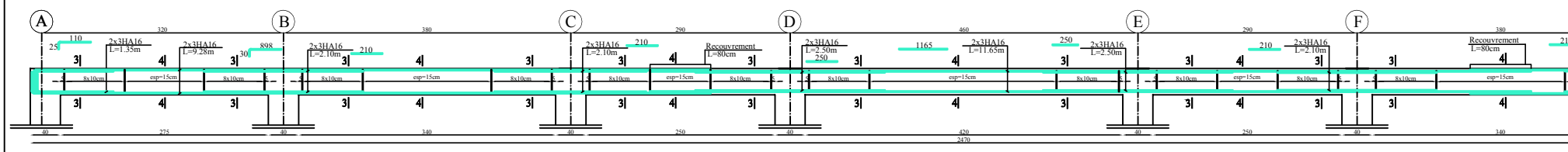
📖 **Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI) ; Edition 2.03.1430 Réimpression 1996.**

📖**Formulaire du béton armé T1et T2 (Victor DAVIDOVICI) ; Edition LE MONITEUR (1996-1997)**

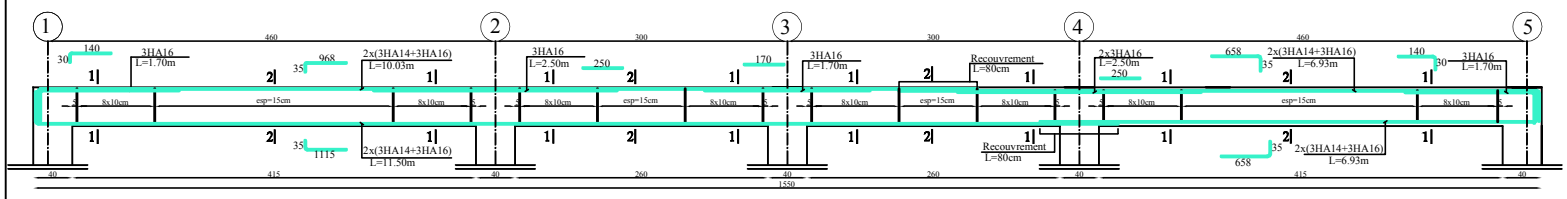
📖 **Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.**

📖**Cours et TD de spécialité.**

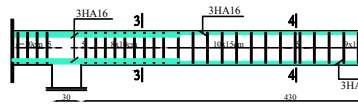
Ferraillage Poutres Secondaires : (25x35)



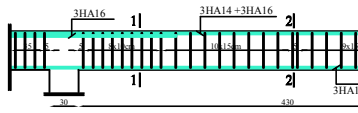
Ferraillage Poutres Principales : (30x40)



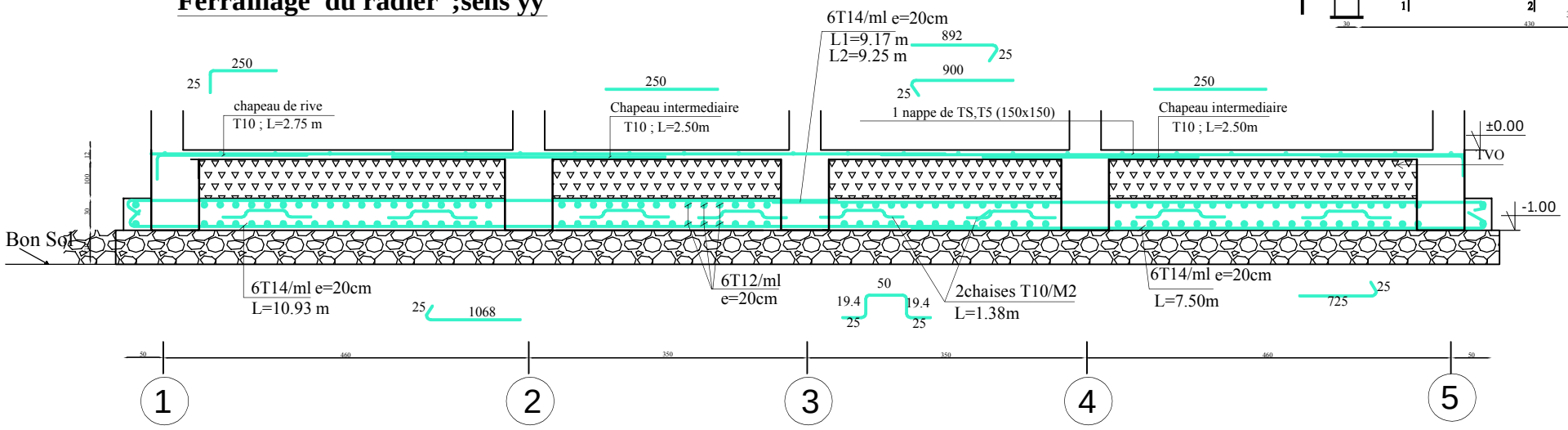
Ferraillage poutre secondaire (25x35)



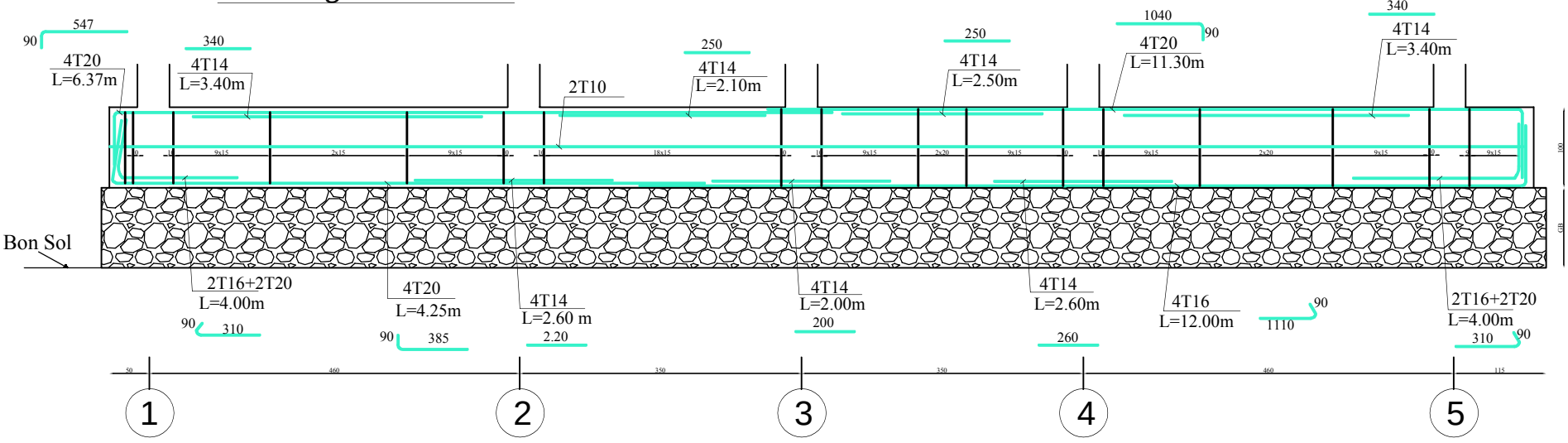
Ferraillage poutre principale (30x40)



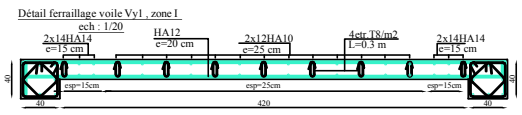
Ferraillage du radier ;sens yy



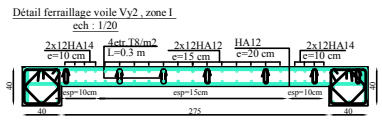
Ferraillage des nervures



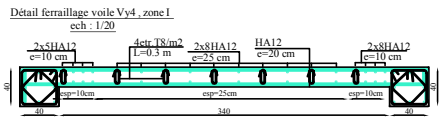
Détail ferraillage voile Vy1 , zone I



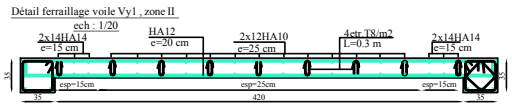
Détail ferraillage voile Vy2 , zone I



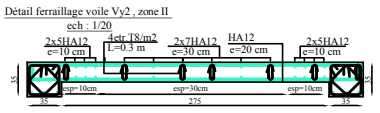
Détail ferraillage voile Vy4 , zone I



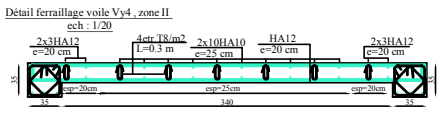
Détail ferraillage voile Vy1 , zone II



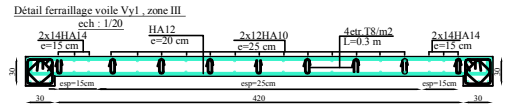
Détail ferraillage voile Vy2 , zone II



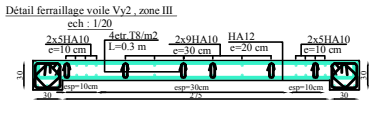
Détail ferraillage voile Vy4 , zone II



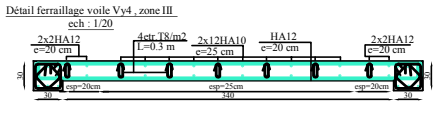
Détail ferraillage voile Vy1 , zone III



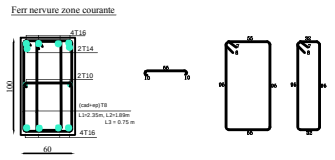
Détail ferraillage voile Vy2 , zone III



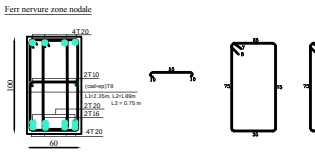
Détail ferraillage voile Vy4 , zone III

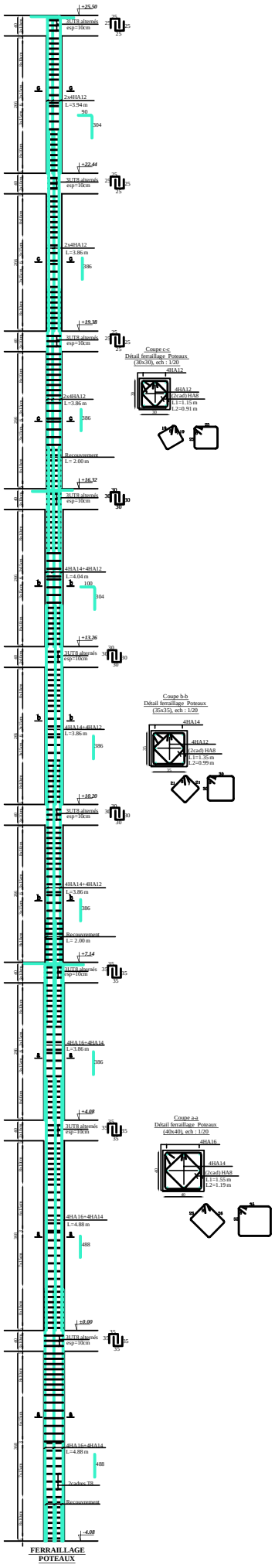


Ferr nervure zone courante



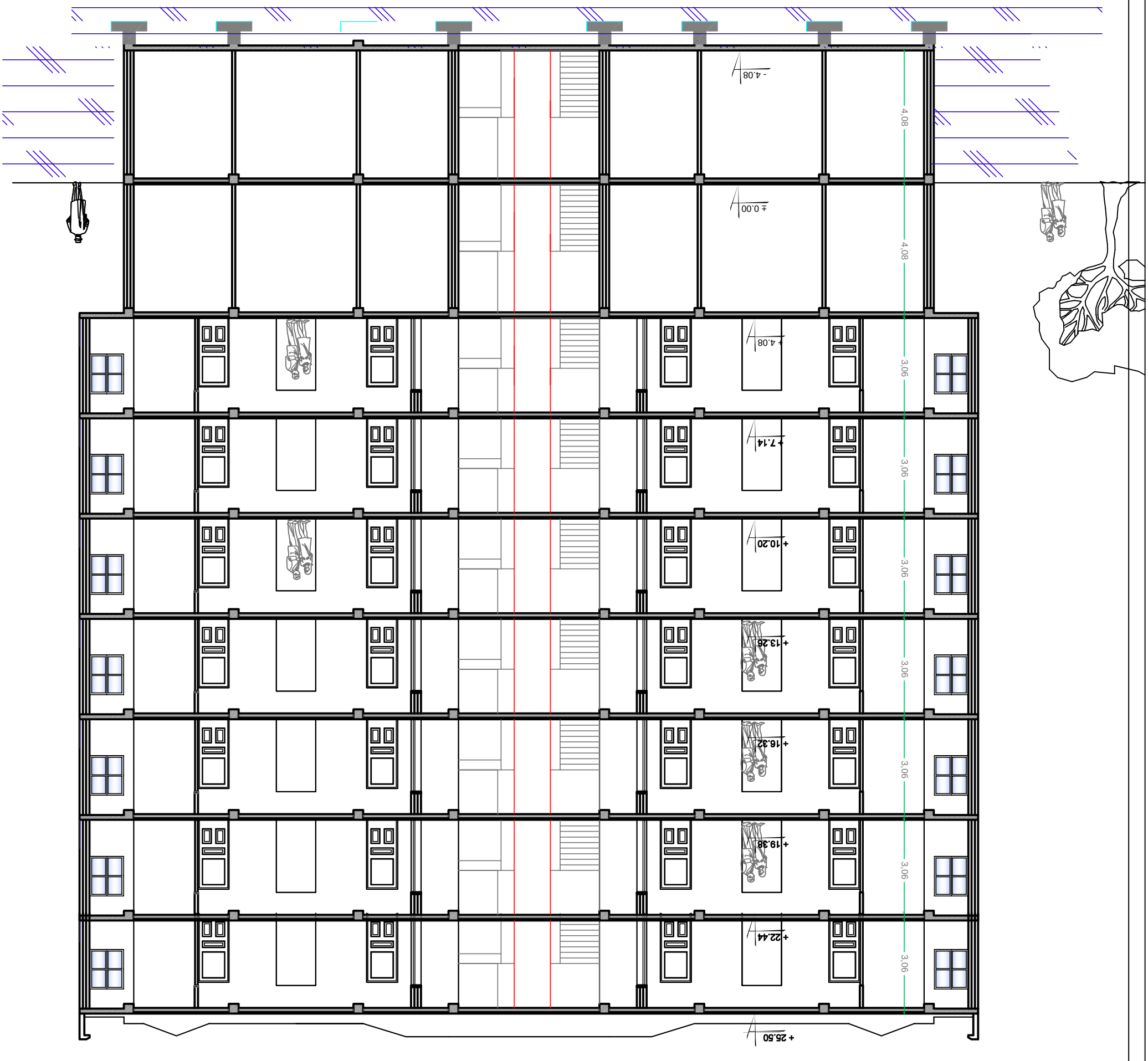
Ferr nervure zone nodale

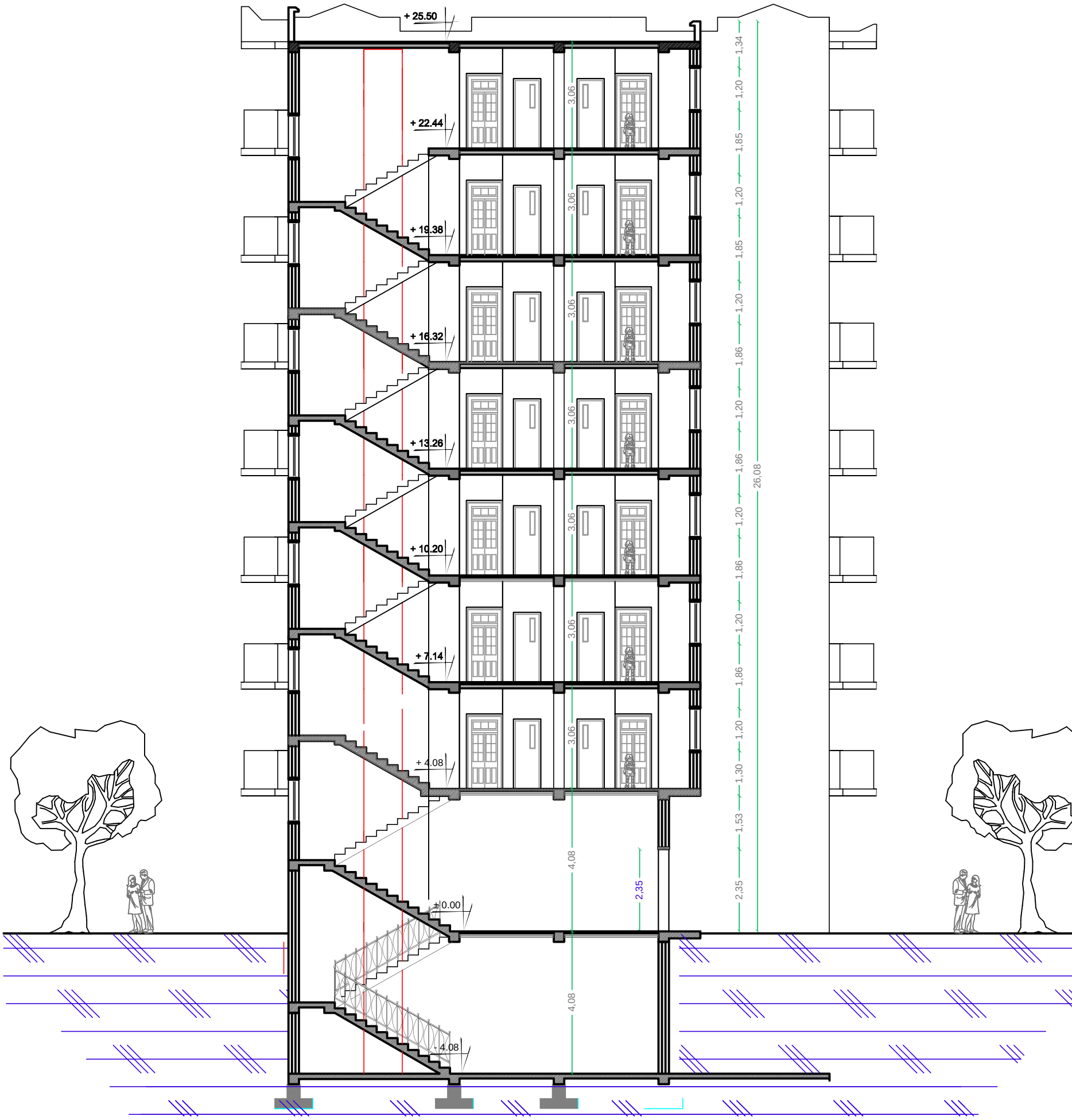




FERRAILLAGE POTEAUX

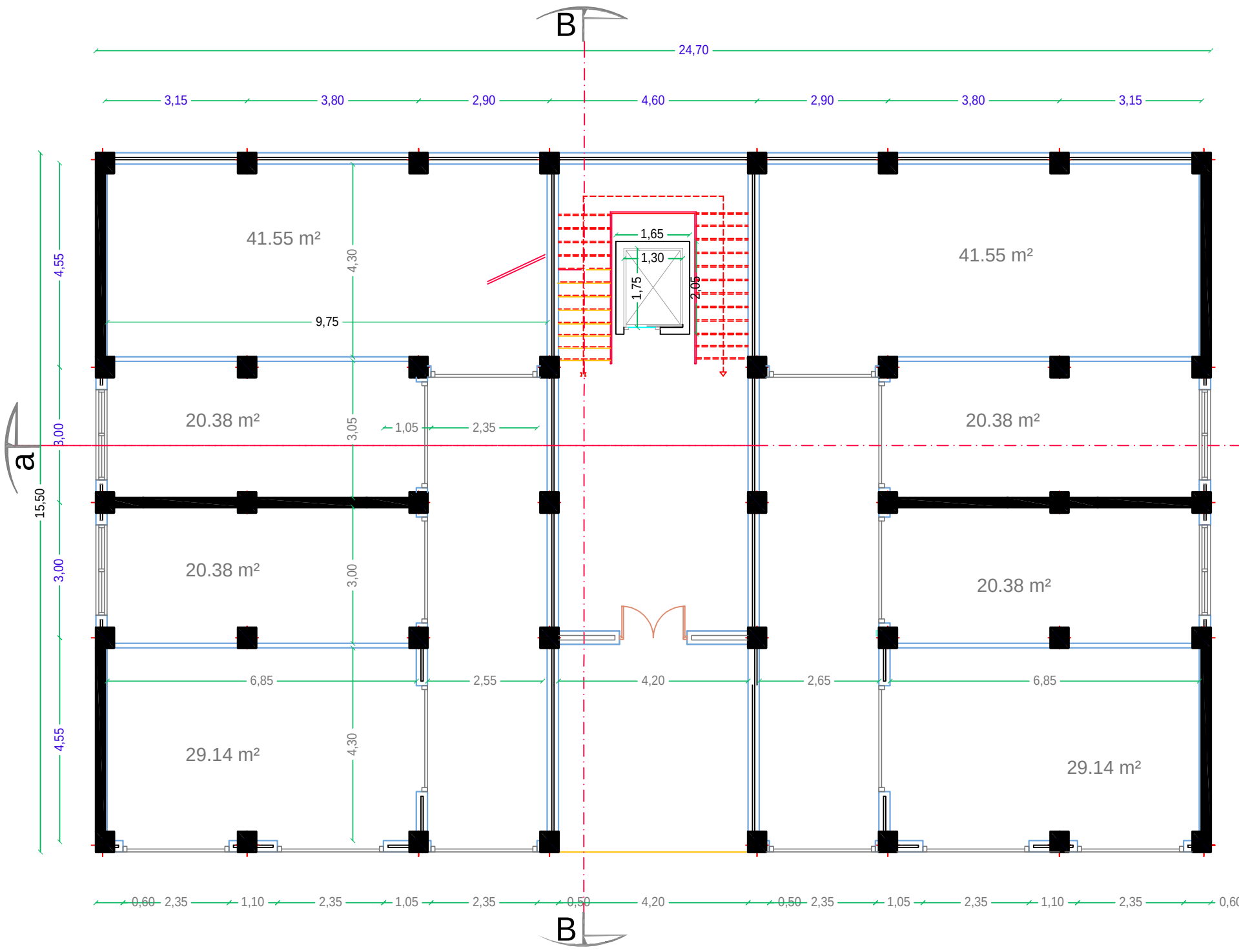
ECH: 1/50

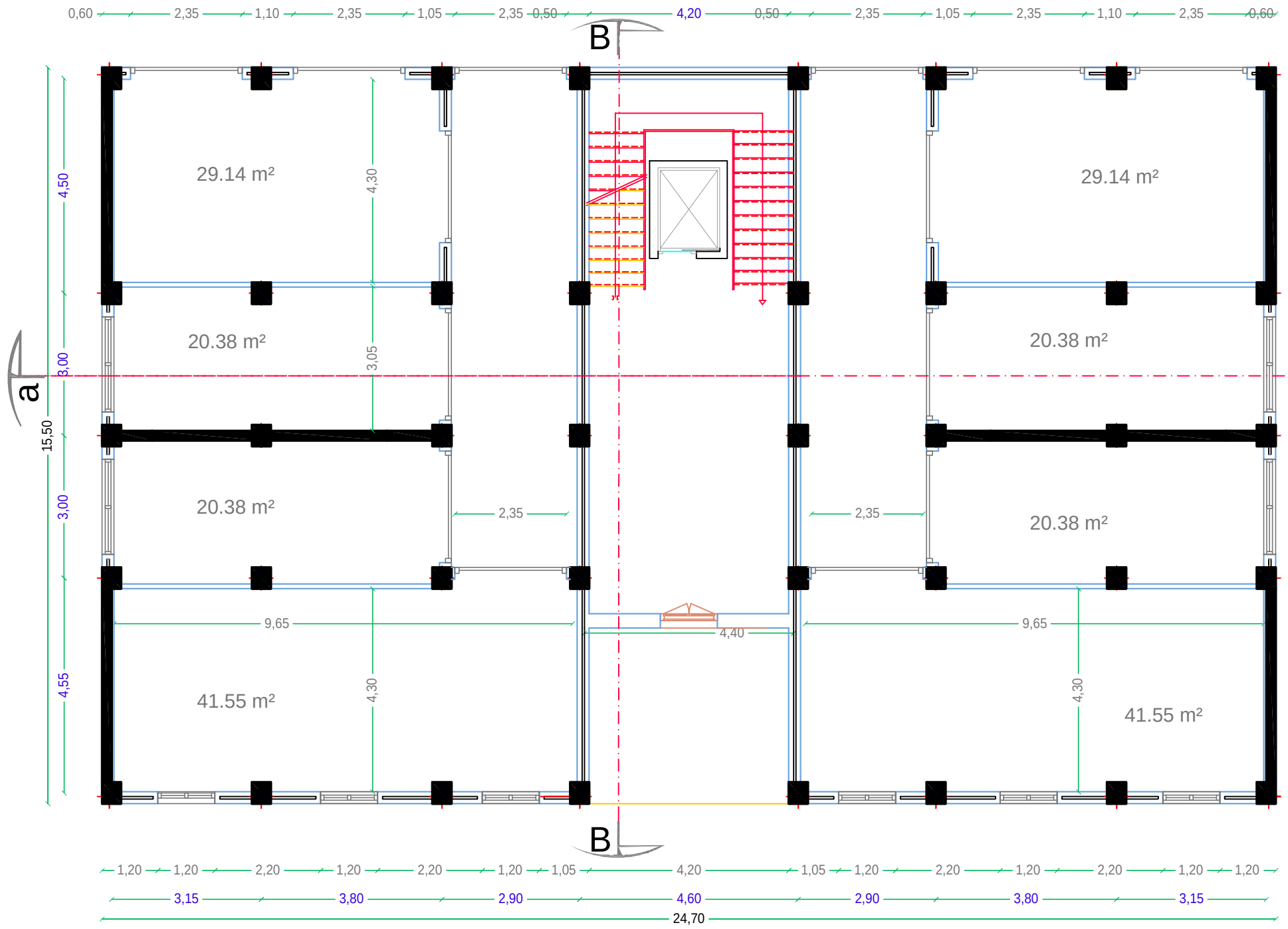

- 4.08
± 0.00
+ 4.08
+ 7.14
+ 10.20
+ 13.26
+ 16.32
+ 19.38
+ 22.44
+ 25.50
4,08
4,08
3,06
3,06
3,06
3,06
3,06
3,06

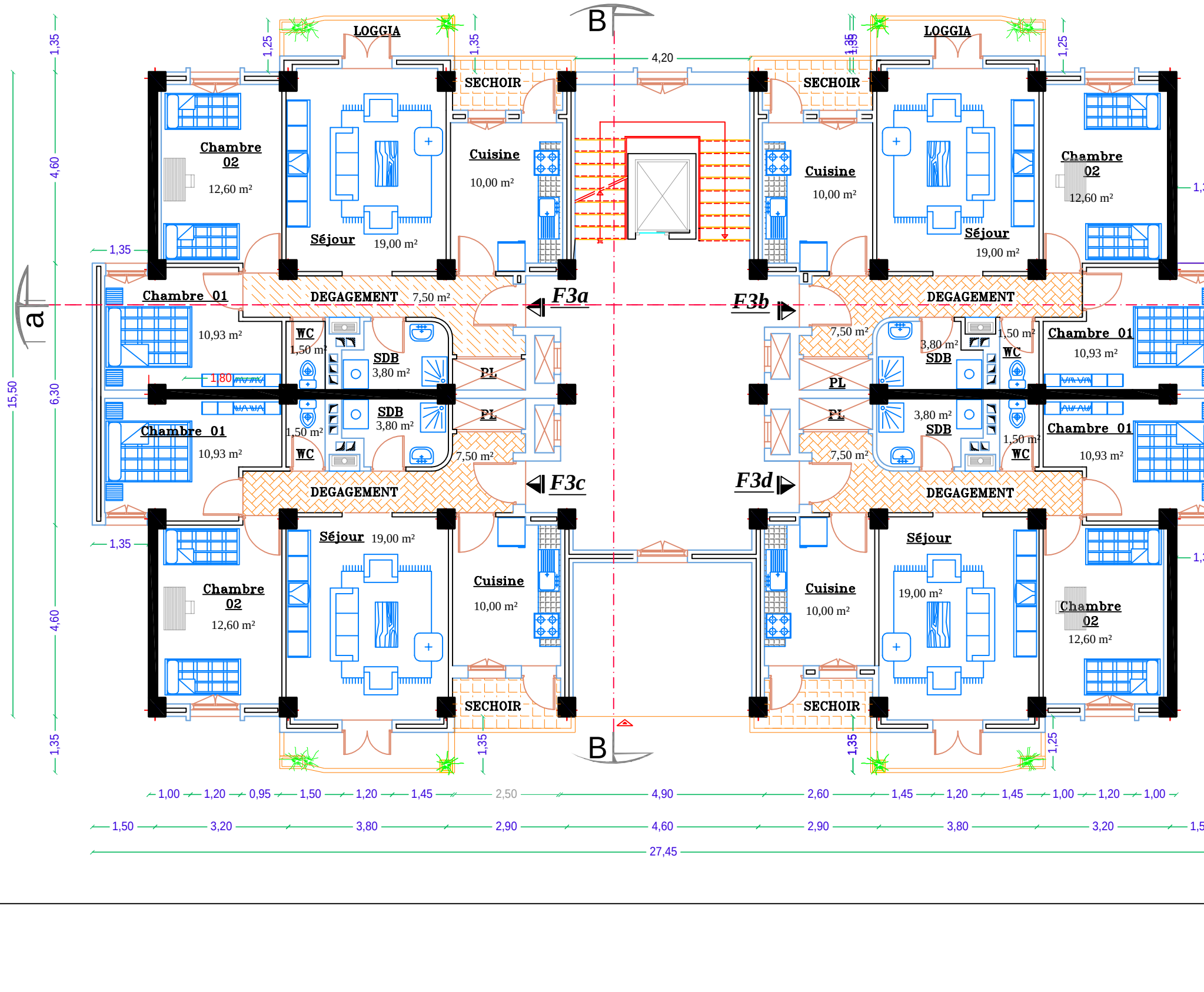

+ 25.50
+ 22.44
+ 19.38
+ 16.32
+ 13.26
+ 10.20
+ 7.14
+ 4.08
± 0.00
- 4.08
3,06
4,08
2,35
1,53
1,30
1,20
1,86
1,85
1,34
26,08

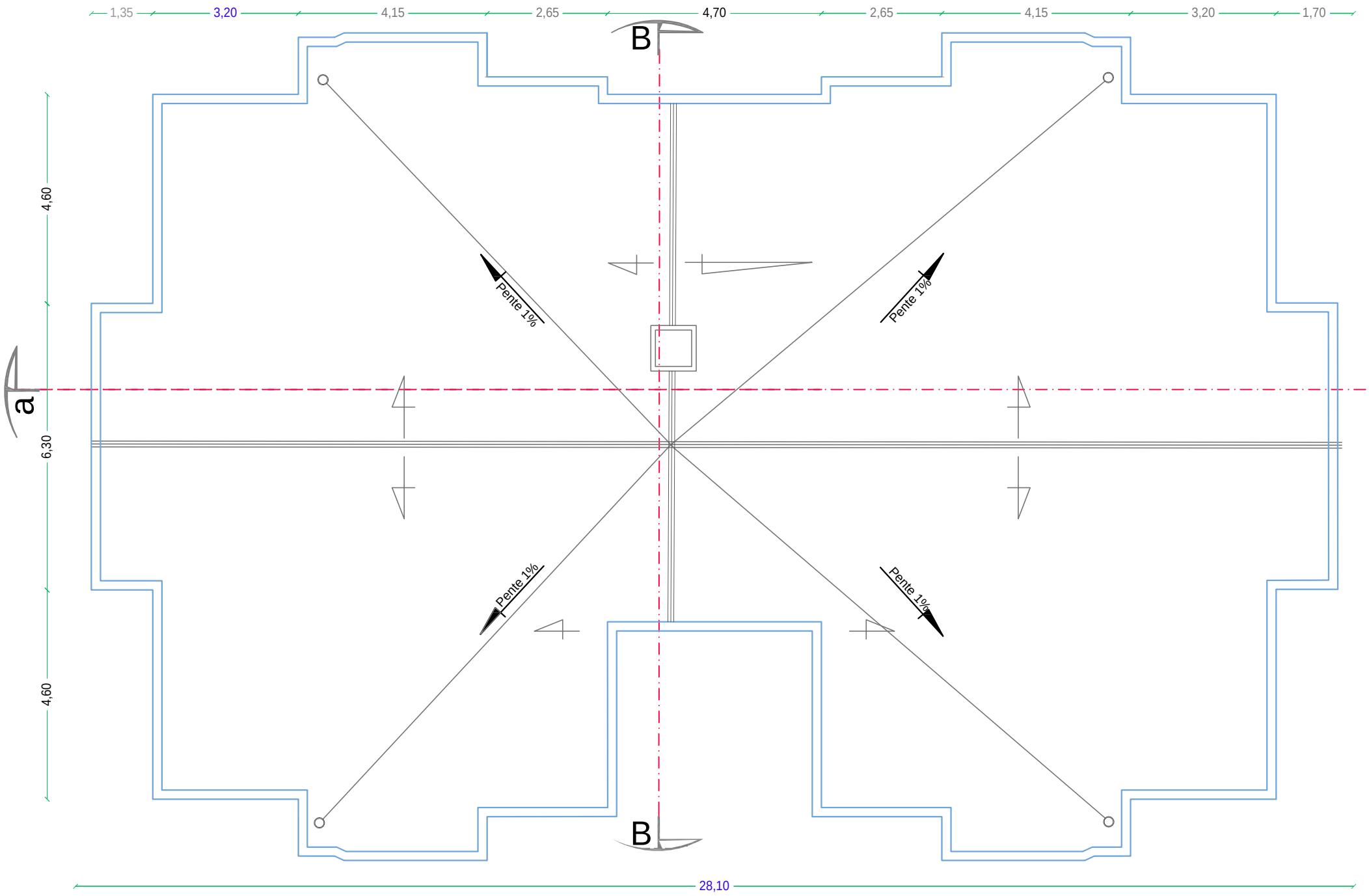





B
24,70
3,15
3,80
2,90
4,60
2,90
3,80
3,15
41.55 m²
41.55 m²
4,30
1,65
1,30
1,75
2,05
9,75
4,55
a
3,00
15,50
3,00
4,55
20.38 m²
3,05
1,05
2,35
20.38 m²
20.38 m²
3,00
20.38 m²
6,85
2,55
4,20
2,65
6,85
29.14 m²
4,30
29.14 m²
0,60
2,35
1,10
2,35
1,05
2,35
0,50
4,20
0,50
2,35
1,05
2,35
1,10
2,35
0,60
B


0,60
2,35
1,10
2,35
1,05
2,35
0,50
4,20
0,50
2,35
1,05
2,35
1,10
2,35
0,60
B
29.14 m²
20.38 m²
29.14 m²
20.38 m²
4,30
3,05
4,50
3,00
15,50
a
20.38 m²
2,35
2,35
20.38 m²
9,65
4,40
9,65
41.55 m²
4,30
4,30
41.55 m²
4,55
B
1,20
1,20
2,20
1,20
2,20
1,20
1,05
4,20
1,05
1,20
2,20
1,20
2,20
1,20
1,20
3,15
3,80
2,90
4,60
2,90
3,80
3,15
24,70


B
LOGGIA
SECHOIR
Chambre 02
12,60 m²
Cuisine
10,00 m²
Séjour
19,00 m²
Chambre 01
10,93 m²
DEGAGEMENT
7,50 m²
WC
1,50 m²
SDB
3,80 m²
PL
F3a
F3b
F3c
F3d
4,20
1,25
1,35
4,60
15,50
6,30
1,80
1,00 1,20 0,95 1,50 1,20 1,45 2,50 4,90 2,60 1,45 1,20 1,45 1,00 1,20 1,00
1,50 3,20 3,80 2,90 4,60 2,90 3,80 3,20 1,5
27,45


1,35
3,20
4,15
2,65
4,70
2,65
4,15
3,20
1,70
B
4,60
a
6,30
4,60
Pente 1%
Pente 1%
Pente 1%
Pente 1%
B
28,10