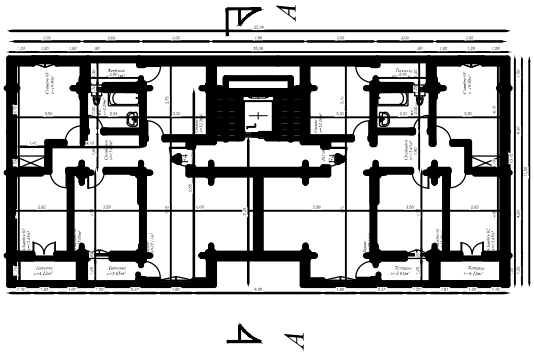
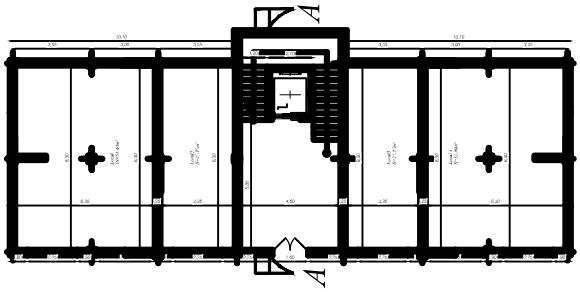
PLAN D'ETAGE COURANT

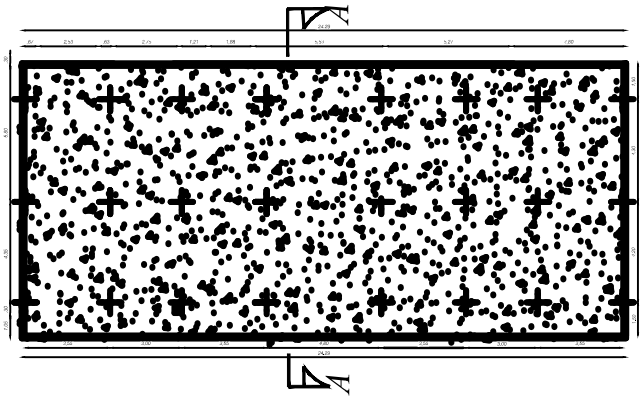


PLAN DU RDC

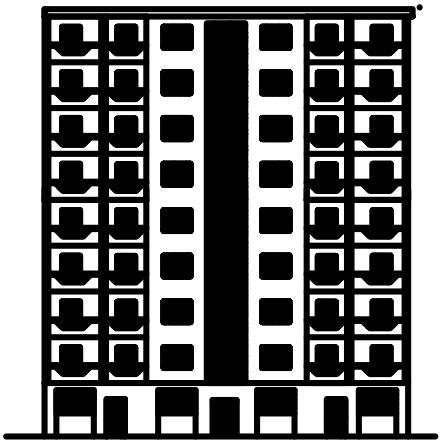
PLAN DU RDC



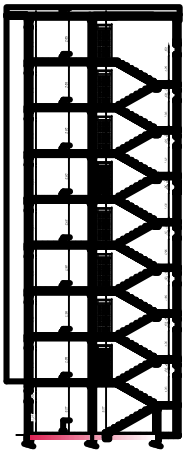
plan de toiture



FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie

Mémoire de fin d'étude

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

Théme

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial contreventé par voile, avec L'application ETABS

Dirigé par : M.MANI.A

Etudié par: M^{elle} BOURAHLA DJEDJIGA
M^{elle} FERHAT MASSISSILIA

Année 2016/2017

Remerciement

Apres la louange à ALLAH le tout puissant, pour la croyance et la patience, pour la santé et la volanté qu'il nous a données durant toutes ces longues années.

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

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur :

M.MANI.A pour son suivi et ces encouragements, aussi sa disponibilité et ces 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 prés ou de loin.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travaille à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leur rendre tout .

A mes très chers frères : Amar, Nourdine , Khaled et Sofiane.

A mes très chers sœur :zohra,Fadhila , safia.

A mes neveux.

A mon grand père et ma grand Mère

A tout mes cousins et cousines : Nacira , Sadia, Meriem

Mes tantes : fatma, faroja et à toutes les familles :

Hami,Bourahla,Fekid.

A tous ceux qui me sont très chers.....

A mon binôme Massissilia et sa famille.

A mes amies : fahima ,amina ,katia,thelili,sihem

A touts mes amis .

A toute la promotion 2016/2017

Djedjiga

Dédicace :

Je dédie ce modeste travaille à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leur rendre tout .

A mes très chers frères : Aissa , Ali , Hamza , Ramdhan et sa femme Sabrina.

A mes très chers sœur : Hassina ,Fatiha , katia.

A mes neveux.

A ma grand Mère

A tout mes cousins et cousines : Rym , Amel , Dihia .

Mes tantes : Saliha, Dalila, Zahia.

A tous ceux qui me sont très chers.....

A mon binôme djedjiga et sa famille.

A mes amies : fahima ,amina ,katia, thelili , sihem, Nacer,Lidya....

A touts mes amis .

A toute la promotion 2016/2017

Massissilia

REFERENCES DES FIGURES

Fig. I.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU 5

Fig. I.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier 6

Fig .II.1: Coupe transversal d'un plancher terrasse inaccessible 11

Fig .II.2: Coupe transversal d'un plancher 12

Fig .II.3: Coupe transversal du plancher dalle pleine 13

Fig .II.4: Coupe verticale d'un mur extérieur 14

Fig .II.5: Coupe verticale de l'acrotère 15

Fig .II.6 : Surface d'influence 16

Fig .II.7: Coupe du voile en plan 24

Fig .III.1.1 : Coupe transversal de l'acrotère. 27

Fig . III.1.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion compose 28

Fig .III.1.3 : Plan de ferraillage de l' acrotère 34

Fig .III.2.1: Schéma de l'ascenseur 35

Fig .III.2.2: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine 36

Fig .III.2.3: Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine. 45

Fig. III.3.1: Schéma statique du balcon 47

Fig. III.3.2: Plan de ferraillage des balcons 51

Fig. III.4.1:Les dimensions de la poutrelle 53

Fig. III.4.2:Plan de ferraillage de plancher en corps creux 72

Fig .III.5.1 : Les éléments d'un escalier. 73

Fig .III.5.2 : Schéma statique 74

Fig .III.5.2 : Diagramme des efforts à L'ELU 76

Fig .III.5.3: Diagramme des efforts et des moments à L'ELU 76

Fig . III.5.4 : Diagramme des efforts et des moments à L'ELS 86

Fig. III.6.1: Diagramme de moment fléchissant et de l' effort tranchant 98

Fig.IV. 1 : Icône d'ETABS 103

Fig .IV. 2 : fenêtre de dialogue 104

Fig. IV. 3 : choix des unités 104

Fig . IV.4: Vue en 3D de la structure 120

Fig . IV.5: Centre de masse et rigidité 121

Fig .V.1 : Spectre de réponse de calcul. 128
Fig .V.2 : Vérification des déplacements selon Ex 114
Fig .V. 3 : Vérification des déplacements selon Ey. 129
Fig. V. 4 : Efforts repris par l'ensemble selon EX et EY 129
Fig .V. 5 : Efforts repris par les voiles selon EX et EY. 131
Fig .V. 6 : Efforts repris par les portiques selon EX et EY. 132
Fig .VI.1.1 : Schéma de ferraillage des poutres doublement armée 136

REFERENCES DES TABLEAUX

Tableau .II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA 11

Tableau. II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible 12

Tableau. II. 3: Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC 13

Tableau. II. 4:Charges permanentes de la dalle pleine 13

Tableau .II. 5: Charges permanentes revenant aux murs extérieurs 14

Tableau .II.6 : Charges permanentes revenant aux murs de séparations 14

Tableau .II.7 : Surcharge d'exploitation 15

Tableau .II.8 : Coefficient de dégression de la surcharge 17

Tableau .II.9 : Dégression de la surcharge 18

Tableau .II.10: Section des poteaux de chaque niveau 20

Tableau .II.11 :Vérification des conditions exigées par RPA 21

Tableau.III.3.1:Les charges permanentes revenant au balcon 46

Tableau .III.3.2 : Les charges concentrées revenant au balcon 47

Tableau .III.4.1 : Les moments aux appuis ELU 57

Tableau. III.4.2 : Les moments fléchissant en travées ELU 58

Tableau. III.4.3 : Les efforts tranchants ELU 59

Tableau. III.4.4:Les moments aux appuis ELS 65

Tableau. III.4.5 : Les moments fléchissant en travée ELS 66

Tableau. III.4.6 : Les efforts tranchants ELS 67

Tableau. IV.1 : vérification des critères de qualité 106

Tableau .IV.2: périodes et participations massiques 124

Tableau .V.1 : les valeurs de pénalités selon x-x 121

Tableau .V. 2 : les valeurs de pénalités selon y-y 121

Tableau .V. 3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure 123

Tableau .V. 4 : périodes et participations massiques 124

Tableau .V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal 127

Tableau .V. 7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal 128

Tableau .V. 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ 130

Tableau .VI.1.1 : Ferraillage des poteaux 137

Tableau .VI.1.2 : Vérification à l'ELS..... 138
Tableau .VI.1.3 : Ferraillages des poutres principales aux appuis..... 139
Tableau .VI.1.4 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis 139
Tableau.VI.1. 4 : Ferraillages des poutres secondaires en travée..... 140
Tableau .VI.1.5 : Les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres..... 145

SOMMAIRE

Introduction général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 09

Chapitre III : Calcul des éléments :

III.1 : Calcul de l'acrotère 17

III.2 : Calcul des balcons..... 32

III.3 : Calcul de la salle machine..... 46

III.4 : Calcul de plancher 51

III.5 : Calcul des escaliers 69

III.7 : Calcul de la poutre palière 82

Chapitre IV : Modélisation de la structure..... 89

Chapitre V : *Vérification de RPA* 99

Chapitre VI: *Ferraillages des éléments*..... 111

VI.1: Ferraillage des poteaux 129

VI.2 : Ferraillage des poutres 142

VI.3: Ferraillage des voiles 155

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 171

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risque sismique, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années , ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importantes.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple (commerce + habitation) en **R+8** est contreventé par voiles.

L'étude de cette structure se fait tout en respectant les réglementations techniques **(RPA99Réviseé 2003;BAEL et CBA93**), la modélisation de notre structure se fait avec logiciel ETABS *V 9.6.*

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier consiste en l'étude d'une structure (R+8) à usage d'habitation et commercial implanté dans la Wilaya de TIZI OUZOU (classée par le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa)).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 :«Ouvrage d'importance moyenne».

I.2. Caractéristiques géométrique :

- Hauteur total de l'ouvrage est de 31,11 m.
- Largeur total de l'ouvrage est de 11.50 m.
- Longueur total de l'ouvrage est de 25,29
- Hauteur de rez-de-chaussée est de 3.57m.
- Hauteur de l'étage courant est de 3.06m.

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

-L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et de poutres forment un système de portiques et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens forment ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

-Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposent sur des poutrelles préfabriquées et assurent deux fonctions importantes :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

-Les voiles :

Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

-Les escaliers :

Sont des éléments en béton armé qui permettent le déplacement d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place.

-Ascenseur:

Est un élévateur comportant une cabine permettant l'accès des personnes et de matériels

d'un niveau à un autre.

-L'acrotère:

Est un élément en béton armée assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

-La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame de 5 cm.
Les murs intérieurs sont de simples cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

-Les revêtements:

*Carrelage pour les planchers et les escaliers.
*Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.

- Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

-les fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armée ayant pour objet de transmettre au sol les efforts de la structure (poteaux, murs, voiles … etc.).

I .4.Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton :

Le béton à une 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 : (BAEL 91, Art .A.2.1.11)

$$F_{CJ} = \frac{j}{4{,}46 + 0{,}83\,j}\ \mathrm{Fc}_{28} \qquad \text{Pour : } \boldsymbol{F_{C28} \leq 40\ MPa.}$$

$$F_{CJ} = \frac{\mathrm{j}}{1{,}40 + 0{,}95\,\mathrm{j}}\ \mathrm{Fc}_{28} \qquad \text{pour : } \boldsymbol{F_{C28} > 40\ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adopte fc_{28} = 25MPa.

I.5.Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 99 art A-2.12)

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$\boldsymbol{f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ fc_{28}}$ *d'où* : $\mathbf{fc_{28} = 2{,}1 MPa}$.

I.6. Contraintes limites :

1) Contrainte limite de compression :

$$\mathrm{f_{bc}} = \frac{0{,}85 \times \mathrm{f_{c28}}}{\theta.\gamma_b} \ \text{en MPa} \qquad \gamma_b \text{ : Coefficient de sécurité}$$

γ_b = 1,50 en situation courante f_{bc} = 14,20MPa

γ_b = 1,15 en situation accidentelle f_{bc} = 18,48 MPa

θ = 0,85 – 1 : selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

2) Contrainte limite de cisaillement : (BAEL 99 art A-5.121)

Donnée par la formule suivante : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 d_{bc}}$

V_u**:** effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b_o: largeur de la section cisaillée.

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

Avec : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 d_{bc}} \leq \overline{\tau_u}$

Cette valeur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

τ_u **= min [0,13fc$_{28}$; 5MPa]** pour la fissuration peu nuisible.

τ_u **= min [0,10fc$_{28}$; 4MPa]** pour la fissuration préjudiciable.

3) Contrainte de service à la compression : **(BAEL 99 art A-4.5.2.)**

$\sigma_{bc} = 0{,}60 fc_{28}$ [MPa] $\sigma_{bc} = 15$ [MPa]

I .7.Modules d'élasticité longitudinale:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

7-1- Module d'élasticité instantané : **(BAEL 99 art A-2.1.21).**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures il résulte un module égal

à $\mathbf{E_{ij}} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour $\mathbf{F_{c28} = 25} \Rightarrow E_{ij} = 32164$ MPA

7-2- Module d'élasticité différée : **(BAEL 99 art A-2.1.22).**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $fc_{28} = 25$MPa $\Rightarrow$ $E_{vj} = 10819$MPa

7-3-Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{ MPa }]$$ Avec :

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

ν : Coefficient de poisson.

I.8.Coefficient de poisson : (BAEL99 art A-213).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$$

Il est pris égal à :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'état limite de service (ELS).} \\ 0 & \text{à l'état limite ultime (ELU).} \end{cases}$$

I.9. A L'ELU :

La relation contrainte-déformation si illustrée dans la figure I.1.

$$Fbc = \frac{0{,}85 Fc_{28}}{\gamma_b}$$

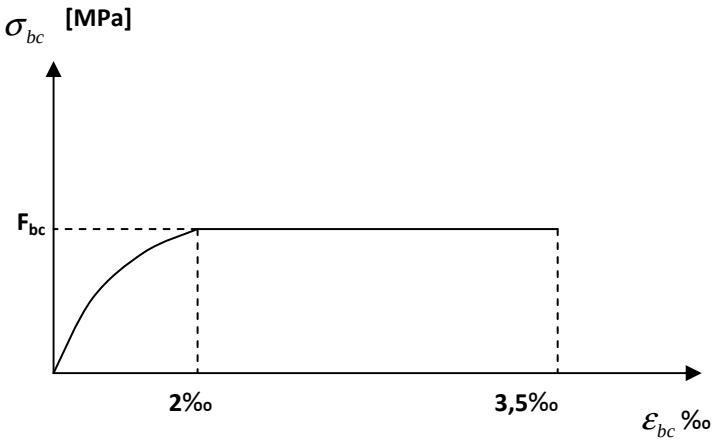


Fig. I.1Diagramme « contrainte – déformation » du béton (ELU).

II.1. 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.

- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

II.2. Module d'élasticité longitudinale :

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

Es = 200000 MPA. **(BAEL 91 Art.A.2.2, 1)**

II.3. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson (v) pour les aciers est pris égal à 0.3.

II.4.La limite d'élasticité de l'acier :

- **à ELU :**

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

- γ_s = 1,5 pour le cas courant.

- γ_s = 1 pour le cas accidentel (BAEL 91 Art A.4.3.2).
- σ_s = 348 MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40.
- σ_s = 204 MPa pour les aciers doux FeE24.

➢ **à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{St} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$ **(BAEL 99 Art A.4.5.33)**.

Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{St} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$ **(BAEL99/Art A.4.5.34)**.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

η=1 : pour les ronds lisses (rl)

η = 1,6 : pour les hautes adhérences (HA).

II.5. Diagramme « contrainte – déformation » : (BAEL 99 Art. A.2.2.2)

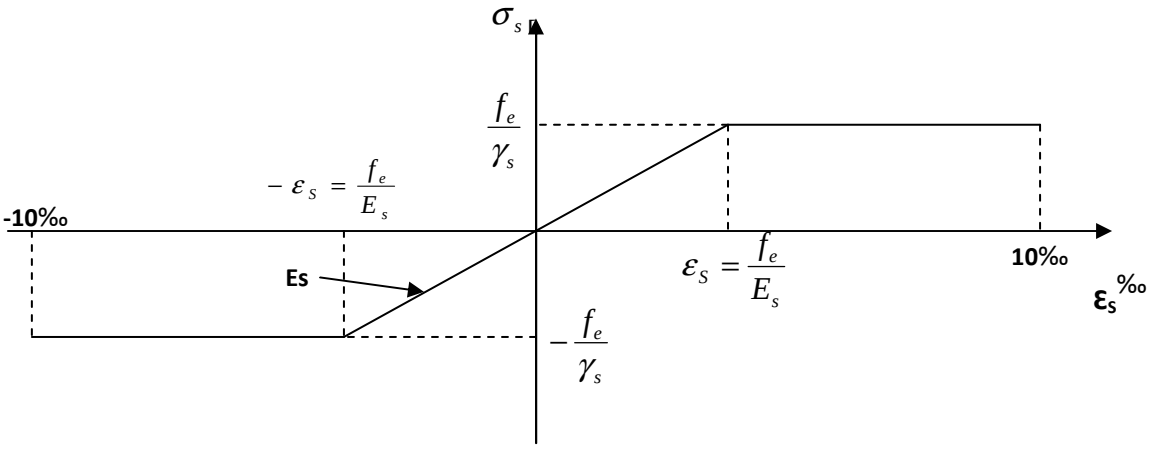


Fig. I.2.Diagramme contrainte déformation de l'acier.

II.6.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 **(BAEL 91modifier 99 Art.7.2, 4)** :

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

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

II-Introduction :

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

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

II.1.les planchers :

1)- plancher en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferraillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{ht \geq L_{max} / 22.5}$$ **(BAEL91 99/ Art B 6-8-423).**

Avec:

$\mathbf{L_{max}}$: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur total des planchers.

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

Dans notre cas **:**

Lmax =430 -25=405

D'où **:** $\mathbf{ht} \geq \frac{405}{22,5} = 18cm$

On adopte une hauteur normalisée de **ht =20 cm**, soit un plancher (16+4) cm, dont **16 cm** qui est la hauteur du corps creux et **4 cm** c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

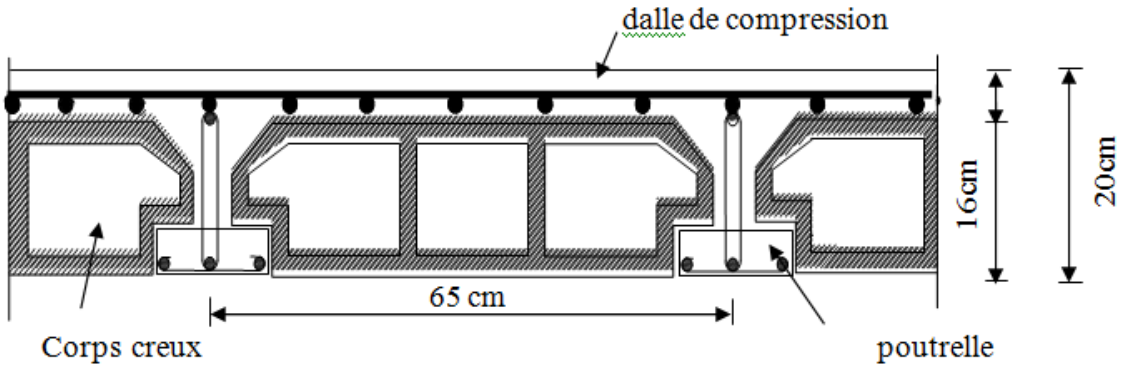


Fig.II.1. Coupe transversale d'un plancher.

II.2. Dalle pleine :

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

$$\mathbf{e_p \geq L_0/10}$$

Avec :

L_0 : porté libre

ep : épaisseur de la dalle

$$\mathbf{e_p \geq 135/10 = 13.5}$$

On adopte des dalles pleines d'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 sont pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Selon **BAEL 91 Art A.4.14**

$$\mathbf{L/15 \leq ht \leq L/10}$$
$$\mathbf{0.4ht \leq b \leq 0.7\ ht}$$

ht : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

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

*** Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):**

$b \geq 20$ [cm] ; $h \geq 30$ [cm] ; $h/b \leq 4$

II.3.1. Poutres principales (pp):

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

On a **:**

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

$\mathbf{L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10}$ ⟶ 455/15=30.33cm ≤ h ≤ 455/10=45.5cm.

On prend : **h = 40cm.**

La largeur de la poutre est :

0.4h≤ b ≤ 0.7 h ⟶ 0.4(40)=16≤ b ≤ 0.7 (40)=28

on prend **b = 25cm.**

La section des poutres principales est : (25x40) cm2

II.3.2. Poutres secondaires (ps) :

sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

La hauteur de la poutre est :

On a :

L_{max} = 430-25 = 405

$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ ⟶ 405/15=27 ≤ ht ≤ 405/10=40.5

On prend : **ht = 35cm**

La largeur de la poutre est :

0.4h≤ b ≤ 0.7h ⟶ 0.4(35)=14≤ b ≤ 0.7(35)=24.5

on prend **b = 25**

La section des poutres secondaire est : (25x35) cm^2

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

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
h≥30cm	40cm	35cm	**Vérifiée**
b≥20cm	25cm	25cm	**Vérifiée**
h / b ≤4	1.6	1.4	**Vérifiée**

Tableau II.1: vérification des conditions.

Conclusion :

On adopte des poutres dont les dimensions sont les suivantes :

Poutres principales **(25x40) cm².**

Poutres secondaires **(25x35) cm².**

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 (inaccessible):

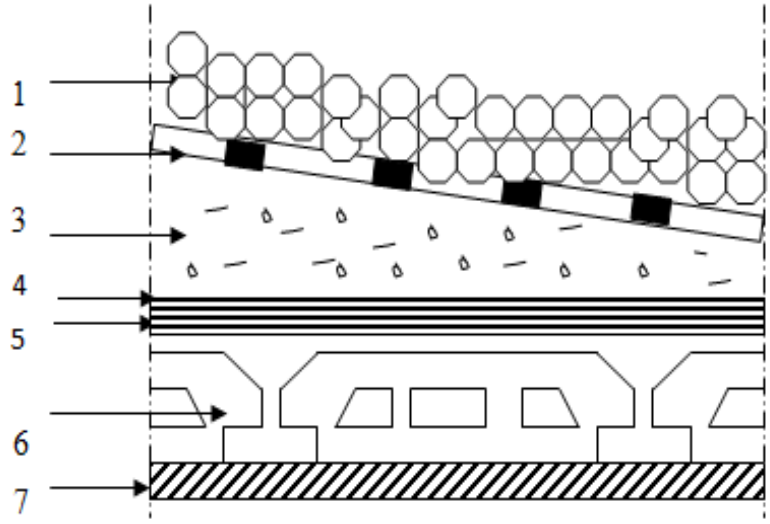


Figure II. 2 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m^3)	Epaisseurs	Charge G_t (KN/m^2)
01	Couche de gravillons	**17**	**0.05**	**0.85**
02	Etanchéité multi couche	**06**	**0.02**	**0.12**
03	Béton en forme de pente	**22**	**0.07**	**1.54**
04	Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	**0.01**
05	Isolation thermique en liège	**04**	**0.04**	**0.16**
06	Plancher en corps creux	**14**	**0.20**	**2.80**
07	Enduit de plâtre	**10**	**0.02**	**0.20**
Charge permanente totale G_t :			Totale G_t **=5.68 KN/m^2**	

Tableau II- 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

b) Etage courant ,RDC :

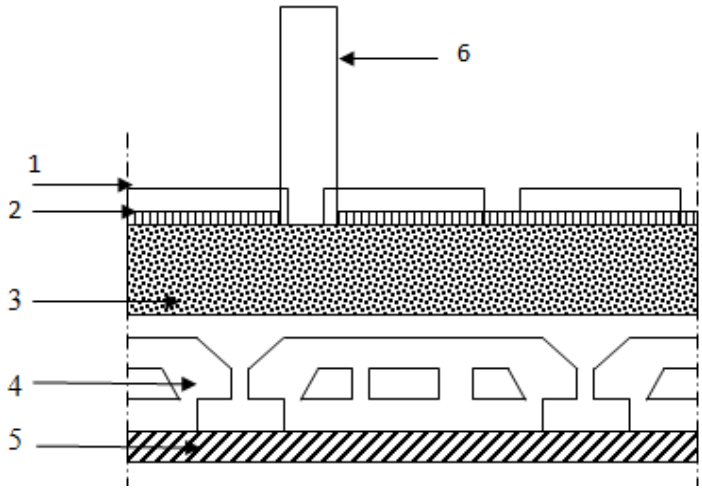


Figure II.3: Coupe transversale du plancher en corps creux.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m^3)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	**20**	**0.02**	**0.40**
02	Mortier de pose	**20**	**0.02**	**0.40**
03	Couche de sable	**18**	**0.03**	**0.54**
04	Plancher en corps creux	**14**	**0.20**	**2.80**
05	Enduit de plâtre	**10**	**0.02**	**0.20**
06	Cloisons intérieurs	**09**	**0.10**	**0.90**
Charge permanente totale G_t			**Totale G_t= 5.24 KN/m^2**	

Tableau II.3: Valeur de charge permanente G_t.

c)Plancher dalle pleine :

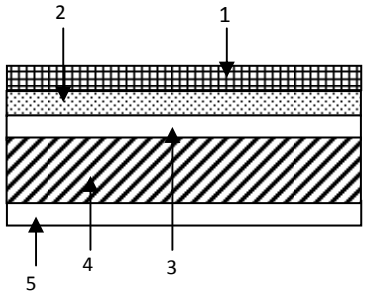


Figure II.4: Coupe transversale du plancher dalle pleine.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m^3)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	**20**	**0.02**	**0.40**
02	Mortier de pose	**20**	**0.02**	**0.40**
03	Couche de sable	**18**	**0.02**	**0.36**
04	Dalle pleine	**25**	**0.15**	**3.75**
05	Enduit en mortier	**20**	**0.02**	**0.40**
Charge permanente totale G_t			**Totale G_t= 5.31 KN/m^2**	

Tableaux II.4 : Valeurs des charges permanentes G_t

d) Maçonnerie :

✓ **Murs extérieur :**

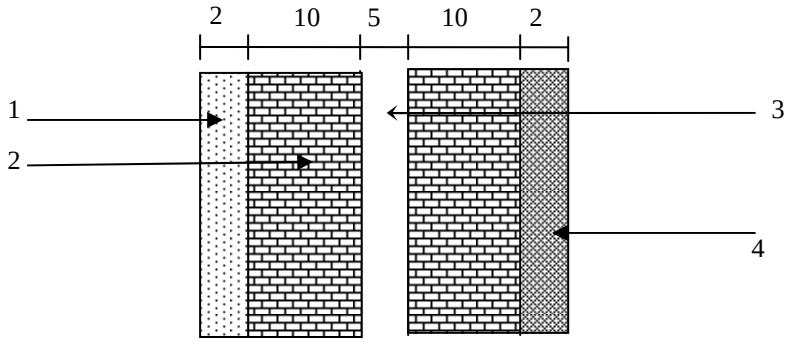


Figure II-5: Coupe verticale d'un mur extérieur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

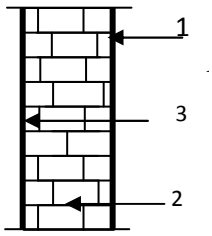
N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Charge G_i (KN/m^2)
01	Mortier de ciment	**20**	**0.02**	**0.40**
02	Briques creuses	**09**	**0.10*2**	**1.80**
03	Lame d'air	**/**	**0.05**	**/**
04	Enduit de plâtre	**10**	**0.02**	**0.2**
Charge permanente totale G_t				**2.40**

Tableaux II.5 : charges permanentes revenant aux murs extérieurs

✓**Murs de séparation :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des deux faces

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m3)	G (kN/m^2)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				**1.30**



Tableaux II.6 : charges permanentes revenant aux murs de séparation.

e)-L'acrotère :

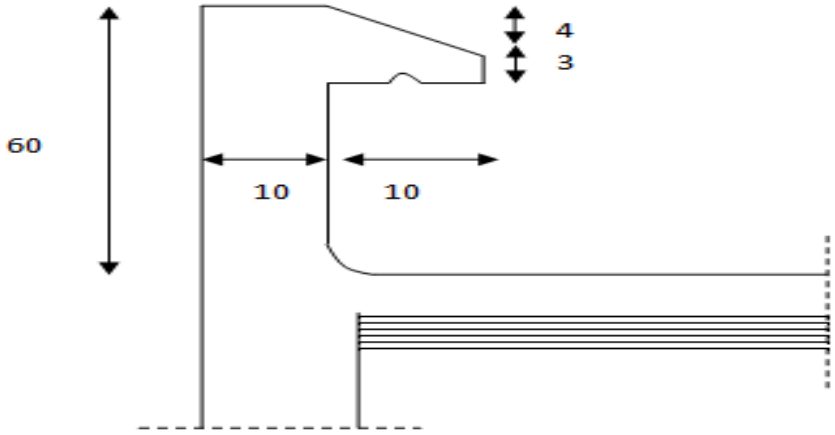


Figure II-6: Coupe verticale de l'acrotère.

On se base sur les dimensions de l'acrotère illustrée dans le schéma, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

$\mathbf{G_{acr} = \rho_{béton} \times S_{acr}}$

$G_{acr} = \rho x A = 25[(0,6x0,1) + (0,1x0,03) + (0,04x0,1)/2] = 1,625$ KN/ml.

II.4. 2.Charges d'exploitation :

éléments	Surcharges (KN/m^2)
Plancher terrasse inaccessible	**1**
Plancher d'étage courant	**1.5**
Plancher RDC (commercial)	**2.5**
Escalier	**2.5**
Balcon	**3.5**
Acrotère	**1**

Tableau II. 7. : Surcharges d'exploitation.

II.5. Descente de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence(le poteau le plus sollicité).

- Surface d'influence :

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est : C11

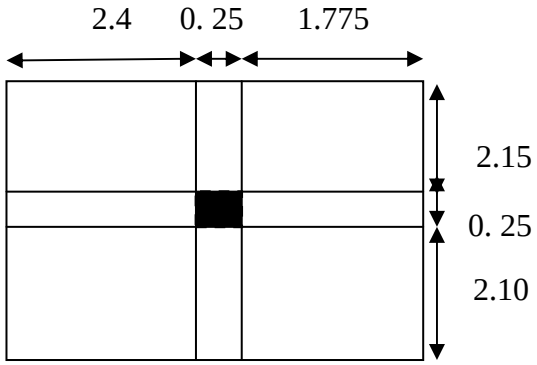


Figure II-7 : Surface d'influence.

Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

S = S1+ S2 + S3 + S4

Avec:

S1= 1.775 *x* 2.15 = 3,81m^2.
S2 = 2.4*x* 2.15 = 5,16m^2. → **S=17,73m^2**
S3 = 1.775 *x* 2.10 = 3,72 m^2.
S4 = 2.4 *x* 2.10 = 5,04 m^2.

II.6. Poids propre des éléments :

1. Terrasse inaccessible : **P** = G_t x S

P = 5.27x17,73 = 93,43 KN

2. Plancher étage courant et RDC : **P** = G_t x S

P = 5.20x17,73 = 92,19KN

3. POUTRES : **G_p = ρ x b x h x L**

Ppp = 0.4 x 0.25x (1.775 +1.50) x 25 =8.187 KN

Pps = 0.35 x 0.25x (2.10 + 2.15) x 25 = 9.296 KN

Poids total des poutres : Pt = 8.187 + 9.296 = 17.483 KN

4. Poteaux:

-Etage courant :

G_{pot}= 0,25x0,25x 3,06 x25 = 4,781 KN

-Rez de chaussé :

G_{pot}= 0,25x0,25x 3,50 x25 = 5,468 KN

II.7.Surcharges d'exploitation :

1. Plancher terrasse inaccessible :

Q_t=1x 17,73=17,73 KN

2. Plancher étage courant :

Q_c= 1,5x 17,73 =26,59KN

3. Plancher de RDC :

Q_{RDC} = 2,5x 17,73 = 44,32 KN

II.8. Dégression verticale des surcharges d'exploitations :

Le règlement BAEL 99 exige l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^{n} Q_i} \quad \text{pour } n \geq 5.$$

$\mathbf{Q_n}$: Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

$\mathbf{Q_0}$: Surcharge d'exploitation à la terrasse

$\mathbf{Q_i}$: Surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1à8).

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

Coefficients de dégression de surcharges DTR BC 2.2(4) (art6.3) :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

Tableau II-8 : Coefficient de dégression de surcharge .

✓ **Surcharge d'exploitation** :

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
9	Q_0=17,73=17,73	**17,73**
8	Q_0+Q_1=17,73+26,59=44,32	**44,32**
7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$=17,73+0.95(26,59x2)=68,25	**68,25**
6	$Q_0+0,90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$=17,73+0.90(26,59x3)=89,52	**89,52**
5	$Q_0+0,85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$=17,73+0,85(26,59x4)=108,13	**108,13**
4	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$=17,73+0,80(26,59x5)=124,09	**124,09**
3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$=17,73+0,75(26,59x6)=137,38	**137,38**
2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$=17,73+0.714(26,59x7)=150,62	**150,62**
1	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$=17,73+0,687(26,59x8)= 163,86	**163,86**
RDC	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$=17,73+0,666(26,59x8+ 44,32)=188,91	**188,91**

Tableau II-9 : Dégression de surcharge.

II.10. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se font à l'état limite de service (ELS) en compression simple.

On suppose que seul le béton reprend l'effort normal « Ns ».

La combinaison des charges et surcharges à utiliser est **:** **Ns = G+Q.**

La section du poteau est obtenue par la formule suivante **:** $\mathbf{B \geq Ns / \sigma_{bc}}$

Avec :

$\mathbf{N_s}$: effort normal repris par le poteau

G : charge permanente.

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

B : la section du poteau.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: contrainte admissible du béton à la compression.

$$\mathbf{\sigma_{bc} = 0,6\ fc_{28} = 0,6x25 = 15\ MPa.}$$

II.10.1) Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

-Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (he) une seule fois.

Niveau	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux Ns [KN] $N=G_c+Q_c$	Section de poteau Cm^2	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_t	G_c	Q [KN]	Q cumulée [KN]		Section trouvée (cm^2)	Section adoptée cm^2
8	53.70	17.483	/	71.183	71.183	17,73	17,73	88,91	592,73	35x35
7	52.993	17.483	4.781	75.257	146.44	26,59	44,32	190,76	1271,73	35x35
6	52.993	17.483	4.781	75.257	221.697	26,59	70,91	292,60	1950,66	35x35
5	52.993	17.483	4.781	75.257	296.954	26,59	97,5	394,45	2629,66	40x40
4	52.993	17.483	4.781	75.257	372.211	26,59	124,09	496,30	3308,66	40x40
3	52.993	17.483	4.781	75.257	447.468	26,59	150,68	598,14	3987,6	40x40
2	52.993	17.483	4.781	75.257	522.725	26,59	177,27	699,99	4666,6	45x45
1	52.993	17.483	4.781	75.257	597.982	26,59	203,86	801,84	5345,6	45x45
RDC	52.993	17.483	5,468	76.851	674.833	44,32	248,18	923,01	6154,53	45x45

Tableau II-10 : section des poteaux de chaque niveau

II.10.2)Vérification des conditions exigées par (RPA99version2003) :

min (b_1 ;h_1) ≥ 25 cm

min (b_1 ;h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées et vérification	Observations
35x35	Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	Min (b, h)= 35 cm> 25 cm $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$ = 15,3 cm< 30 cm $\frac{1}{4} < \frac{35}{35}$ = 1 <4	**Conditions vérifiées**
40x40	Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	Min (b, h)=40 cm > 25 cm $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20}$=15,3 cm < 35 cm $\frac{1}{4} < \frac{40}{40}$ = 1 <4	**Conditions vérifiées**
45x45	Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	Min (b, h)=45 cm > 25 cm $\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20}$= 17,85 cm < 40 cm $\frac{1}{4} < \frac{45}{45}$ = 1 < 4	**Conditions vérifiées**

Tableau II-11 : Vérification des conditions exigées par (RPA99version2003)

II.11)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 du poteau doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec : $$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^4}{12b^2}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

i : Rayon de giration

B : Section transversale du poteau ($B=b^2$).

I : Moment d'inertie du poteau.

l_f : Langueur de flambement ($l_f = 0{,}7\ l_0$).

l_0 : Hauteur libre du poteau.

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

- $0.7\ l_0$ si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

- l_0 dans tous les autres cas.

$$\lambda = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \sqrt{12}\,\frac{0{,}7 l_0}{b} = 0{,}7\sqrt{12}\,\frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2{,}42\,\frac{l_0}{b}\ .$$

Avec :

l_0=2.86m pour les8 étage courant.

l_0=3.37m pour RDC .

- Poteau (35X35) pour le 6eme, 7eme, 8eme étage : λ =2.42X2.86/0.35=19,77<50 **vérifié.**
- Poteau (40X40) pour le 3eme, 4eme, 5eme étage : λ =2.42x2.86/0.40=17,30<50 **vérifié.**
- Poteau (45X45) pour le1ere, 2eme : λ =2.42x2.86/0.45=17,30<50 **vérifié.**
- Poteau (45X45) pour le RDC : λ =2.42x3.37/0.45=18,12<50 **vérifié.**

Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

- **Conclusion :**

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

II.10. Pré dimensionnement des voiles :

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article de **RPA 99Art7.7.1révision 2003.**

L'épaisseur minimale de voile est de **15cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_o}$.

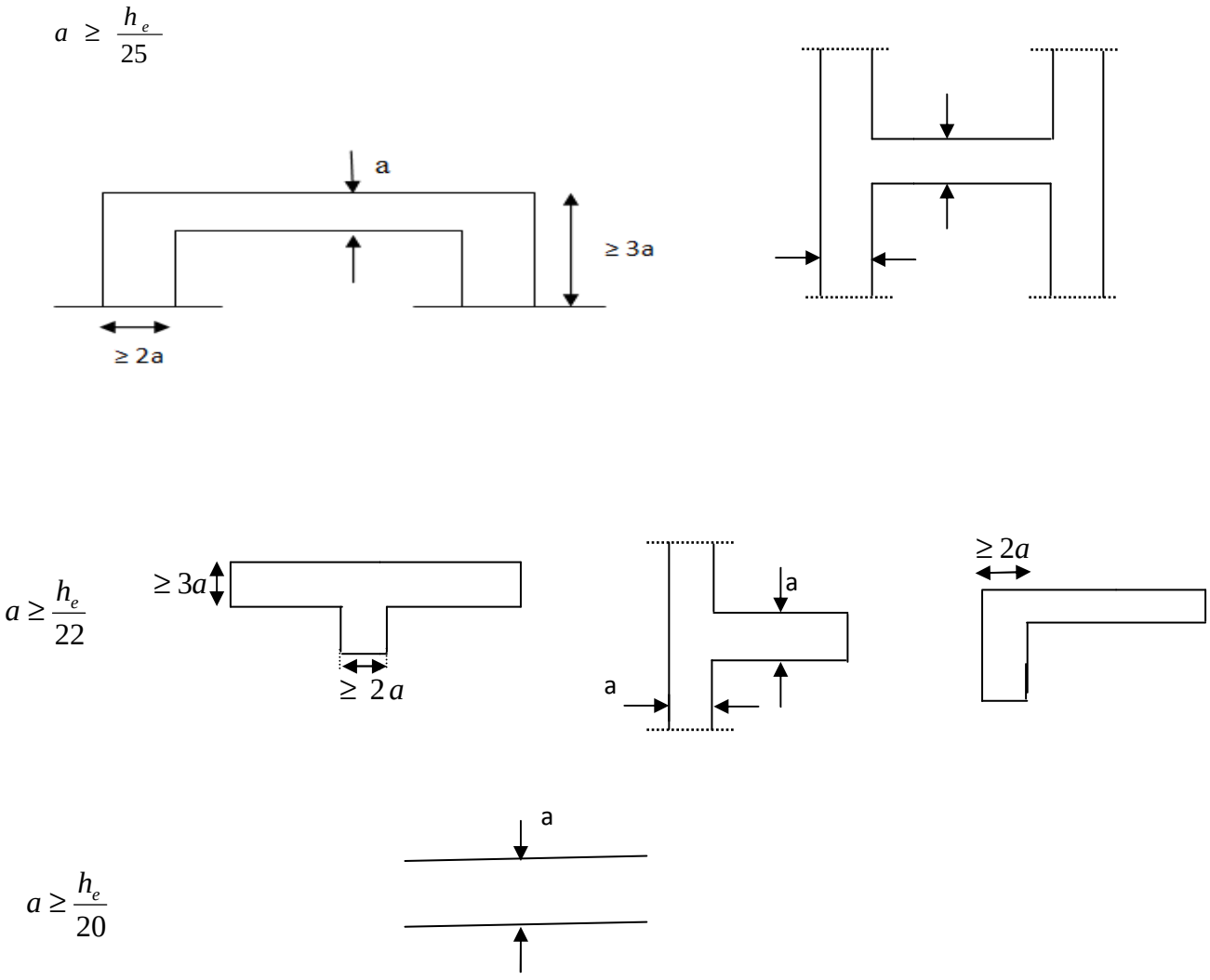


Figure. II-8: Coupe du voile en plan

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

A ≥ max (he /25 , he/22,he/20) ⟶ a ≥ he/22

$$\mathbf{h_e = h - e_p}$$

h_e : distance entre-étage.

a: épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

e_p : épaisseur de la dalle.

-Rez de chaussée :

h_e= 357-20 =337cm.

$a \geq \frac{337}{22}$ = 15,35 cm ⇒ a ≥16,5cm.

-Etage courant :

h_e = 306-20 = 286cm.

$a \geq \frac{286}{20}$ = 14,3cm ⇒ a ≥14,3cm

-On adopte pour tout les voiles **a=20cm.**

Largeur minimale du voile :

La largeur minimale $\mathbf{l_{min}}$ du voile devra satisfaire la condition :

$$\mathbf{l_{min} \geq 4a.}$$

4a = 4 x 20 = 80 cm soit : $l_{min} \geq 80$ cm

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectent 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 : **15cm**

-Epaisseur des voiles : **20cm**

Poutres :

- poutres principales : **25x40 cm^2**
- poutres secondaires : **25x35 cm^2**

Poteaux :

- RDC et 1er et2 ^{eme} étage : **45x45 cm^2**
- 3^{éme} , 4^{éme} et 5^{éme} étage : **40x40 cm^2**
- 6^{éme} , 7^{éme} et 8^{éme} étage : **35x35 cm^2**

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

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS.

III-Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments secondaires de la Structure (l'acrotère, les planchers, les escaliers et salle machine).

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

III.1.L'acrotère :

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

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de un mètre de largeur.

III-2-1 Dimension de l'acrotère :

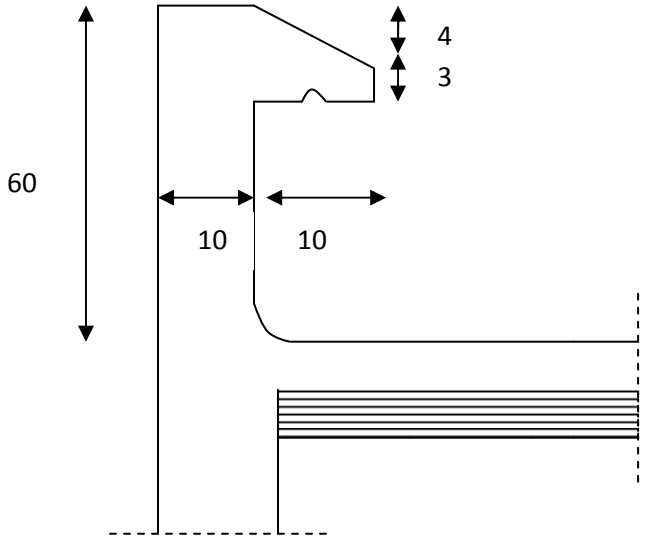


Fig III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

2)-Calcul des sollicitations pour un mètre de largeur.

-Poids propre :

$G=\rho xA=25[(0{,}6\times 0{,}1)+(0{,}03\times 0{,}1)+(0{,}04\times 0{,}1)/2]=$ **1,625KN/ml.**

-Surcharge d'exploitation due à la poussée latérale :

Q = 1,00 KN/ml.

Moment fléchissant max due a la surcharge Q :

$M_Q=Q\times h=1\times 0{,}6=0{,}6KN.m.$

Effort normal du au poids propre G :

N_G=G×1ml=1,625KN.

Effort tranchant du à la surcharge Q :

T_Q=Q×1ml=1KN.

3)-Combinaison de charge à l'ELU :

Effort normal de compression : Nu=1,35G=1,35×1,625= 2,193KN.

Moment de flexion : Mu=1,5MQ=1,5×0,6= 0,6KN.m

4)-Combinaison de charge à l'ELS :

Effort normal de compression : Ns= G = 1,625KN.

Moment de flexion: Ms=MQ= 0,6KN.m

5)-Ferraillage :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire (bxh) = (100x10) cm^2soumise à un effort normal Nu et un moment de renversement Mu..

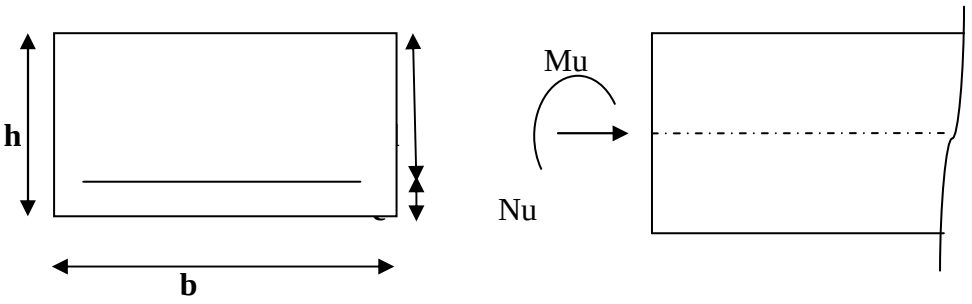


Fig III.1.2.Section rectangulaire soumise a la flexion compose.

Avec :

d=8cm, c=2cm, b=100cm, h=10cm, Fe=400MPa, γ_s=1,15, $\sigma_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}$=348MPa .

a-Calcul de l'excentricité:

$e_u=\frac{M_u}{N_u}=\frac{0,6}{2,193}$ = 0,273m = 27,3cm.

$a=(\frac{h}{2})-c=(\frac{0,10}{2})-0,02$ = 0,03m = 3cm.

Avec :

a : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

c : enrobage.

d : distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$e_u > (\frac{h}{2}) - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

Calcul en flexion simple de la section fictive:

Elle se calcule en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_f, puis elle se ramène à la flexion composée.

b-Calcul en flexion simple :

$M_f = N_u \times e_f$ **$e_f = e_u + (\frac{h}{2}) - c$** =(0,27 + 0,05 – 0,02)= 0,3m.

M_f = 2,193x0,3=0,658KN.m**.**

Moment réduit:

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,658 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0072$

μ_b=0,0072 < μ_0= 0,392 $\Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

μ_b=0,0072 < μ_0 $\Rightarrow \beta$=0,996

Armatures fictives :

$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,658x10^3}{0,996x8x348}$= 0,24cm^2.,

c- Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures :

$A_{str}=A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,24 - \frac{2,193}{34,8} = 0,17cm^2$.

$A_{str}=0,17cm^2$.

6) Vérification à l'ELU:

a)-Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ Art A.4.2.1) :

$A_{str} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} x(\frac{e_s - 0,455(d)}{e_s - 0,185(d)})$ avec : $e_s=\frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,625}=0,370m$

$A_{min}=0,23\times8\times100x \frac{2,1}{400} x (\frac{37,00-0,455(8)}{37,00-0,185(8)}) =0,90cm^2$.

$A_{str}=0,17cm^2 < A_{min} =0,90cm^2$ ⇒La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{min} = 0,90cm^2$.

Soit **$A = 4HA8 = 2,01cm^2$.**

Avec un espacement de 25cm.

$S \leq$ min (3h; 33cm) = min (3x10; 33cm) = 30cm.

25cm < 30cm ⇒ cv

-Armatures de répartition :

$A_r= \frac{A}{4} =0,50cm^2$.

Soit $A_r= 4HA8 = 2,01cm^2$.

Avec un espacement de 25cm.

$S \leq$ min (4h; 45cm) = min (4x10; 45cm) = 40cm.

25cm < 40cm ⇒ condition vérifié

b)-Vérification au cisaillement :(BAEL91mod99/ Art A .5.1, 1).

Nous avons donc une fissuration préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5\ MPa.}$

Avec V_u= 1,5Q = 1,5KN.

$\tau_u = \frac{1{,}5x10^3}{1000x80}$ = 0,019MPa < $\overline{\tau_u}$ = 2,5MPa. Pas de risque de cisaillement.

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)-Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91 mod99 /Art A.6.1, 3) :

Pour connaitre le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$.

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}}$ $\Rightarrow$ $\overline{\tau_{se}}$ =1,5×2,1 =3,15MPa.

Acier haut adhérence Ψ_s =1.5

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9dx\sum U_i}}$.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\boldsymbol{\sum U_i = n\ \pi\ \emptyset}$.

n : Nombre de barres.

$\sum U_i$= 4×3,14×0,8=10,04cm

$\tau_{se} = \frac{1{,}5\times10}{0{,}9\times8\times10{,}04}$ = 0,21MPa.

τ_{se}= 0,21 < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15 $\Rightarrow$ La condition est vérifié.

Pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

d)-Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99 /Art .A.6.1, 221).

$\mathbf{l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$ tel que $\tau_{su} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28}. = 0{,}6\times 1{,}5^2\times 2{,}1 = 2{,}84$MPa.

$\emptyset$=8mm.

$l_s = \frac{0{,}8\times 400}{4\times 2{,}84} = 28{,}16$cm.

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400,** **l_s=40cm.**

La longueur d'ancrage d'après l'article (**BAEL91 mod99 /Art A. 6.1.253).**

$l_c = 0{,}4 l_s$ ⇒ $l_c = 0{,}4\times 40 = 16$cm.

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

7) Calcul à l'ELS :

M_s=0,60KN.m. **N_s=1,625KN**.

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0{,}370\text{m} = 37{,}00\text{cm}$.

a)-Vérification des contraintes:

Dans l'acier :

On doit vérifier: $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$.

✓ La fissuration est préjudiciable.

$\mathbf{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3} fe, \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]}$ **(BAEL91 mod99/ Art A.4.5.33).**

$\mathbf{\bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3}\times 400; \max(0,5\times 400; 110\sqrt{1,6x2,1}\right]}$**=201,63MPa.**

Avec : **η=1,6 ⇒ HA.**

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100\times2,01}{100\times8}$ =0,251. $\Rightarrow\beta_1$=0,920 ; K_1=47,50.

$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0,6\times10^3}{0,92\times8\times2,01}$ = 40,55MPa. < $\bar{\sigma}$=201,63MPa ⇒ Condition vérifiée

-Dans le béton :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$.

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6f_c=0,6×25=15MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{40,55}{47,5}$ = 0,85MPa. < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ⇒ Condition vérifiée.

b)- Vérification au séisme (RPA99version 2003 /Art A6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$\mathbf{F_p = 4AC_pW_p}$.

Avec :

A : Coefficient l'accélération de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003).

Pour la zone II_a **A=0,15.**

C_p : Facture de force horizontale égale à 0,3.

W_p : Poids de l'acrotère **W_p=1,625 KN/ml.**

D'où : F_p=4×0,15×0,3×1,625=0,30. < Q=1KN/ml ⇒ Condition vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte le ferraillage adopté précédemment.
Armatures principales : 4HA8, avec : e = 25cm.
Armatures de répartition : 4HA8, avec, e = 25cm.

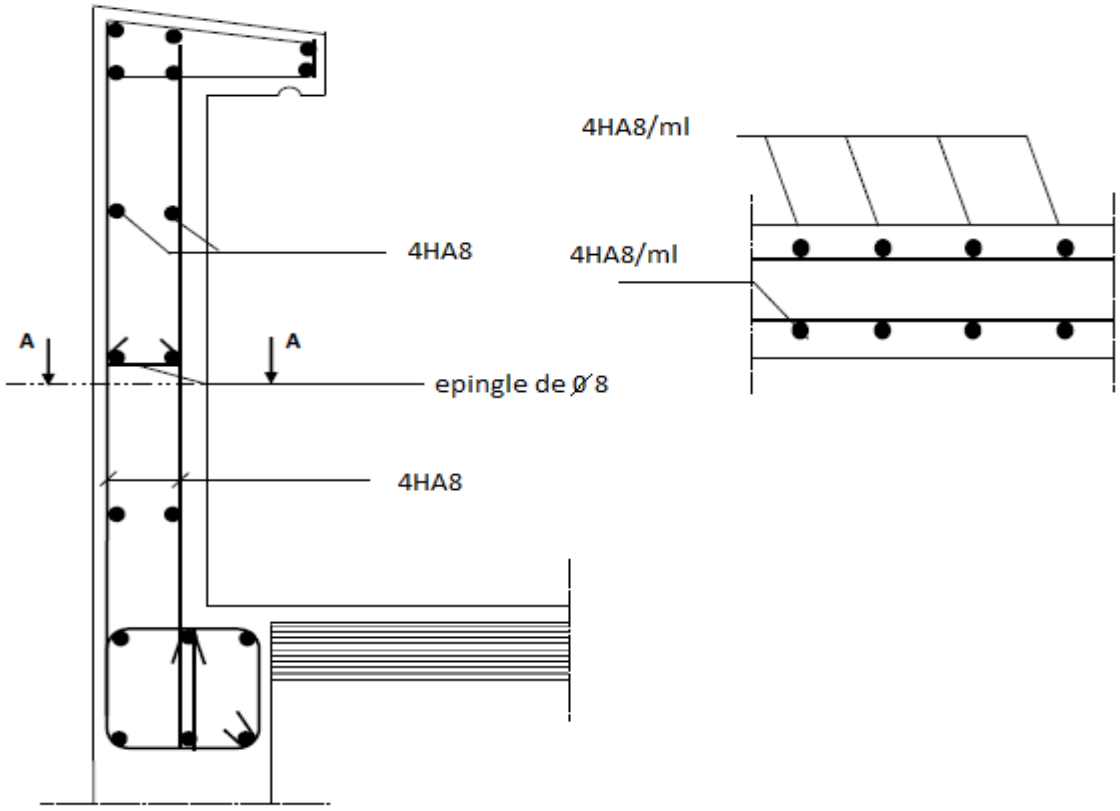


Fig. III.1.3: Plan de Ferraillage de l'acrotère.

III.2.La dalle pleine de la salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur muni d'une dalle pleine de dimensions (2,4x2,1) m^2 repose sur quatre appuis.

La surface de la cabine est : $S=l_y \times l_x = 2,4 \times 2,1 = 5,04 m^2$.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes. notons que le nombre de personnes transportées est de 8personnes.

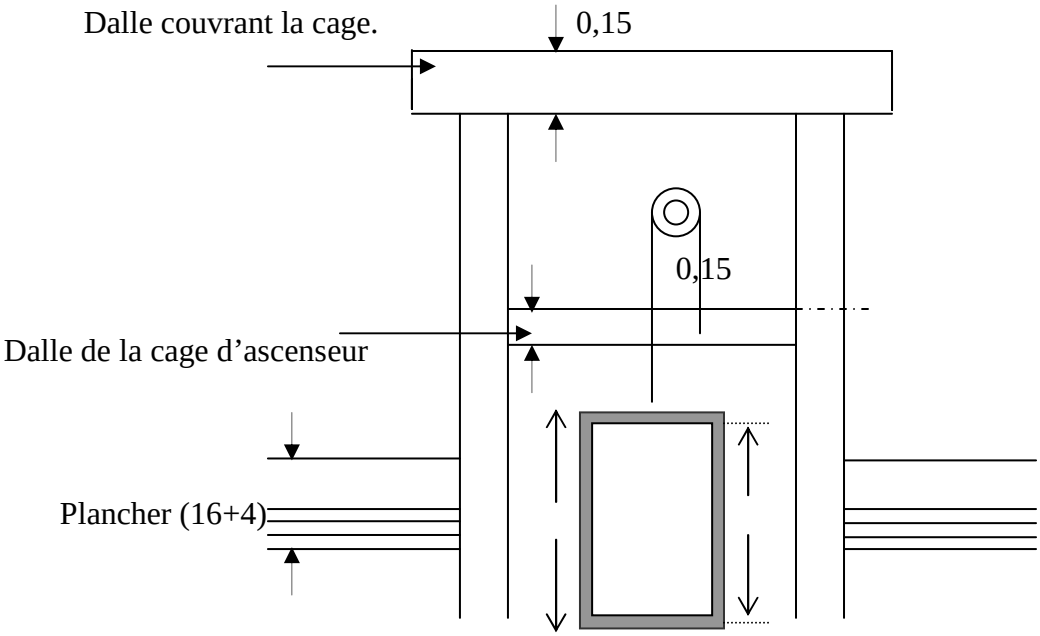


Fig III-2-1 : Schéma de l'ascenseur.

1)- Dimensionnement de la dalle de la salle machine :

-Epaisseur de la dalle :

$h_t \geq \frac{lmax}{30} = \frac{240}{30} = 8$ cm.

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm

On opte **: h_t = 15 cm**

P : la charge totale centrée P=90 KN.

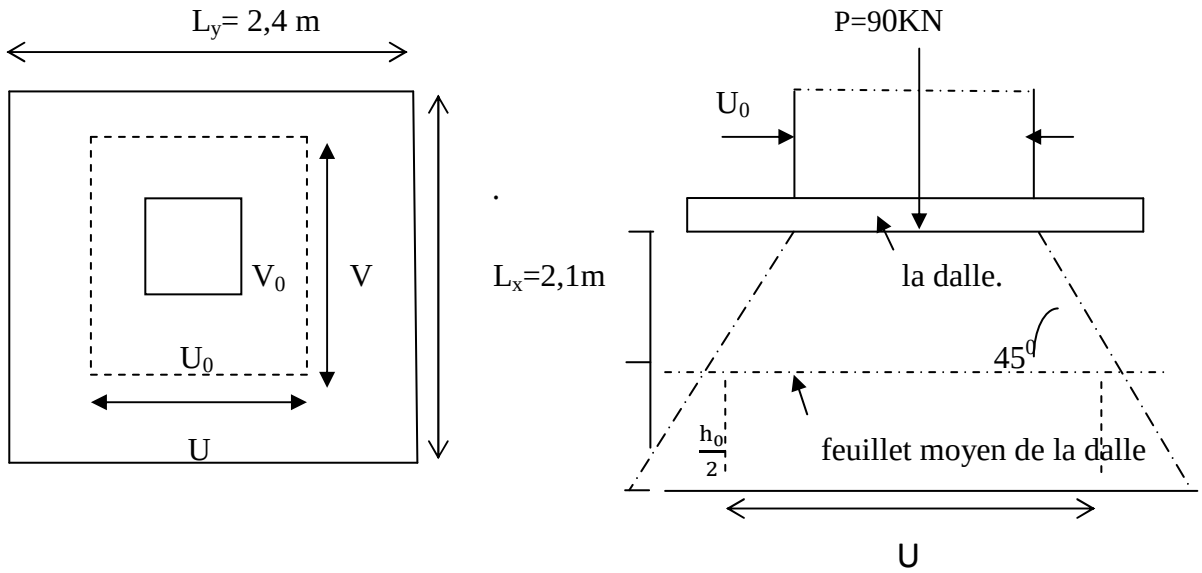


Fig.III.2.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

« U ,V » coté du rectangle sur lequel s'applique la charge P compte tenu de la diffusion a 45° dans le revêtement et la dalle de béton .Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle .

Pour un revêtement en béton :

$U= u_0 +2(h_e/2 + \xi e)$.

$V= v_0 +2(h_t/2+\xi e)$.

Avec :

h_t=15

e : revêtement de la dalle (e=2cm)

ξ =1 pour le revêtement en béton.

U_0=1 ,60m.

V_0 =1,50m.

U_o, V_o la surface de contacte

D'où :

$$\begin{cases} U = 160 + 2(\frac{15}{2} + 2.1) = 170cm. \\ V = 150 + 2(\frac{15}{2} + 2.1) = 160cm\ . \end{cases}$$

2)-Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Pou l'étude de cette dalle en utilise les abaques de PIGEAUD pour une charge centrée au milieu du panneau :

M_{x1}=P (M_1+νM_2)

M_{y1}=P (M_2+νM_1)

Avec M_1 et M_2 coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de ρ_x et du rapport $\frac{U}{lx}$ et $\frac{V}{ly}$.

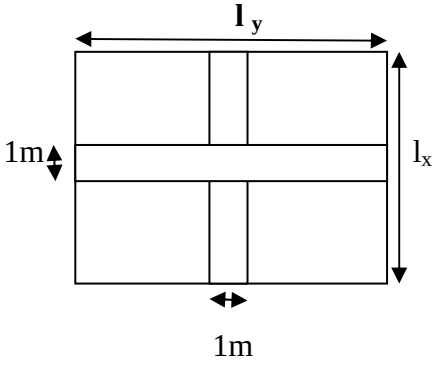
ν: coefficient de poisson.

ρ= $\frac{lx}{ly} = \frac{2,10}{2,4}$=0,8 .

0,4 < ρ < 1 ⇒ la dalle travaille dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} \frac{U}{lx} = \frac{1,7}{2,1} = 0,80 \\ \frac{V}{ly} = \frac{1,6}{2,4} = 0,67 \end{cases} \Rightarrow \text{après interpolation} \quad \begin{cases} M_1 = 0,071. \\ M_2 = 0,041. \end{cases}$$

3)- Calcul à l'ELU :



P_u = 1,35 × 90 = 121,5 KN

P_u : charge totale à ELU.

M_{x1}= Pu (M_1 + ν M_2) ; ν=0

M_{x1}= P_uxM_1 = 121,5×0,071 = 8,63KN.m

M_{y1}= Pu (M_2 + ν M_1) = Pu.M_2 = 121,5×0,041=4,98 KN.m.

4)-Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

(Pour une bande de largeur unitaire)

Les moments sont donnés par les formules :

$$\mathbf{M_{x2} = \mu_x . q_u . l_x^2}$$

$$\mathbf{M_{y2} = \mu_y . M_{x2}}$$

D'après des abaques de PIGEAUD on tire les valeurs μ_x et μ_y :

$\rho = 0,8$ $\begin{cases} \mu_x = 0,0565. \\ \mu_y = 0,595. \end{cases}$

-Poids propre de la dalle :

G=(25×0,15)x1= 3,75 KN/ml

q_u= 1,35×3,75+1,5×1= 6,5625 KN/ml.

Donc :

M_{x2}=0,0565×6,5625×2,1²=1,64 KN.m.

M_{y2}= 0,595x 1,64 = 0,97KN.m

Superposition des moments:

$M_x = M_{x1}+M_{x2}$ = 8,63 + 1,64= 10,27KN.m.

$M_y = M_{y1}+M_{y2}$ = 4,98+ 0,97=5,95KN.m.

A fin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle, au niveau des voiles , les moments en travées et aux appuis seront affectés par les coefficients 0,85 et 0,3 respectivement,

En travée :

Dans le sens xx : M^t =0,85Mx = 0,85x10,27=8,73KN.m.

Dans le sens yy : M^t =0,85My = 0,85x5,95=5,06KN.m.

Aux appuis :

Dans le sens xx : M^a =-0,3Mx = -0,3x10,27= -3,08KN.m.

Dans le sens yy : M^a =-0,3My = -0.3x5,95= -1,79KN.m.

5)- Ferraillage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Dans le sens xx :

-En travée :

M^t_x= 8,73 KN.m

$$\mu = \frac{M^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8{,}73x10^3}{100x13^2x14.2} = 0{,}036 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0{,}036 \Rightarrow \beta = 0{,}982.$ Asc = 0.

$$Ast = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8{,}73.10^3}{0{,}982.13.348} = 1{,}96cm^2.$$

Soit **: Ast = 4HA10= 3,14 cm²** Avec un espacement de 25 cm.

-Aux appuis :

M^a_x = -3,08 KN.m

$$\mu = \frac{M^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3{,}08x\ 10^3}{100x13^2x14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0{,}012 \Rightarrow \beta = 0{,}994$ Asc = 0

$$Ast = \frac{M^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3{,}08.10^3}{0{,}994.13.348} = 0{,}68cm^2.$$

Soit **: Ast = 4HA8 = 2,01 cm²** Avec un espacement de 25 cm.

Dans le sens yy :

-En travée :

M^t_y=5, 06KN.m

$\mu = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = 0,021 < 0,392 \quad \Rightarrow$ SSA.

$\mu = 0,021 \Rightarrow \quad \beta = 0,989 \quad Asc = 0$

$Ast = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = 1,13\ cm^2$.

Soit **: Ast = 4HA10= 3,14 cm².** Avec un espacement de 25 cm

Au appuis :

M^a_y = -1,79 KN.m

$\mu = \frac{M^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,79x\ 10^3}{100x13^2x14.2} = 0,007 < 0,392 \quad \Rightarrow$ SSA

$\mu = 0,007 \Rightarrow \quad \beta = 0,996$

$Ast = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = 0,40\ cm^2$

Soit : **Ast = 4HA8 = 2,01 cm²** Avec un espacement de 25 cm.

6) -Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité : (BAEL 91 mod 99 /Art B7.4)

$A_{min} \geq W_o\ b\ h\ (\frac{3-\rho_x}{2})$ Avec : $\rho_x = \frac{lx}{ly} = 0,8.$

W_o : pourcentage d'acier minimal réglementaire.

W_o= 0,8 ‰ pour HA.

$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15\ (\frac{3-0,8}{2}) = 1,32\ cm^2$.

$A_t = 3,14 > A_{min} = 1,32\ cm^2 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b-Diamètre minimal des barres :(BAEL 91 mod 99/ Art A7.21)

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$ = 15 mm.

$\emptyset$ =10 mm <$\emptyset_{max}$ = 15 mm ⇒ condition vérifiée.

c-Espacement des barres : (BAEL 91mod 99 /Art A.8.2.42)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doit être égale à :

-Armature A // lx : St = 25 cm < min (2h,25cm) = 25cm ⇒ condition vérifiée.

-Armature A // ly : St = 25 cm < min (3h,33cm) = 33cm ⇒ condition vérifiée.

d-Vérification au poinçonnement :(BAEL 91 mod 99/ Art A5.2.42)

$$q_u \leq 0{,}045 \mu_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : f_{cj}=25 MPa et γ_b=1,5

q_u = Px : charge totale à l'ELU.

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge Qu.

h: épaisseur de la dalle.

μ_c = 2(U+V) = 2(1,7+1,6) = 6,6m

$0{,}045 \mu_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ = 742,5 KN > q_u = 121,5 KN ⇒ condition vérifiée.

e-Vérification au cisaillement : (BAEL 91 mod 99/ Art A5.1,1).

On doit vérifier : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u} = 0{,}07 x \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ = 1,17 MPa (Sans risque de bétonnage sur toute l'épaisseur)

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

Calcul de Vu :

Au milieu de U ⇒ $T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2.1,6+1,7} = 18,37KN.$

Au milieu de V ⇒ $T_{max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3.1,6} = 18,75KN.$

Vu =18,75 KN.

D'où $\tau_u = \frac{18,75x10^3}{100x13x10^2} = 0,14$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1,17$ MPa ⇒ condition vérifiée.

7)- Vérification à l'ELS : ν = 0,2

$P_s = P = 90$ KN/ml

a)-Calcul des moments dus au système de levage :

$M_{x1} = P_s(M_1 + \nu M_2) = 90(0,071+0,2\times0,041) = 7,13KN.m.$

$M_{y1} = Ps\ (M_2 + \nu M_1) = 90(0,041+ 0,2\times0,071) = 4,97KN.m.$

b)-Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$M_{x2} = \mu_x.q_s.l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y.M_{x2}$

$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632. \\ \mu_y = 0,710. \end{cases}$

$q_s = G+Q.$

Avec : G =(25×0,15)x1 = 3,75KN/ml.

$q_s = 3,75+1 = 4,75$ KN/ml

$M_{x2} = 4,75\times0,0565\times2,1^2 = 1,32KN.m.$

$M_{y2} = 0,710\times1,32 = 0,94KN.m.$

Superposition des moments:

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,13 + 1,32 = 8,45KN.m.$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,97 + 0,94 = 5,91KN.m.$

En tenant compte de semi-encastrement de la dalle, les moments en travée et aux appuis seront :

-En travée :

Dans le sens xx : $M_t = 0,85xM_x = 7,18KN.m.$

Dans le sens yy : $M_t = 0,85xM_y = 5,02KN.m.$

-Aux appuis :

Dans le sens xx : $M_a = -0,3xM_x = -2,54\ KN.m.$

Dans le sens yy : $M_a = -0,3xM_y = -1,77KN.m.$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciables (nuisible), donc pas de vérification à faire.

8)-Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6xf_{c28} = 15$ MPa

Dans le sens xx :

-En travée :

$$\rho_1 = \frac{100xAt}{bd} = \frac{100x3,14}{100x13} = 0,241.$$

$$\rho_1 = 0,241 \begin{cases} K_1 = 48,29 \\ \beta_1 = 0,921 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta dAt} = \frac{7,18x10^3}{0.921x13x3,14} = 190,98MPa.$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190,98}{48,29} = 3,95MPa. < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⇒ condition vérifiée.

-Aux appuis :

$\rho_1 = \frac{100.Aa}{bd} = \frac{100x2,01}{100x13} = 0,155$

$\rho_1 = 0,241 \begin{cases} K_1 = 61,92. \\ \beta_1 = 0,935. \end{cases}$

$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta dAa} = \frac{2,54x10^3}{0.935x13x2,01} = 103,96MPa.$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{103,96}{61,92} = 1,67MPa. < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⇒ condition vérifiée.

Dans le sens yy :

-En travée :

$\rho_1 = \frac{100xAt}{bd} = \frac{100\times3,14}{100\times13} = 0,241.$

$\rho_1 = 0,241 \begin{cases} K_1 = 48,29. \\ \beta_1 = 0,921. \end{cases}$

$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta dAt} = \frac{5,02x10^3}{0,921x13x3,14} = 133,53MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{133,53}{48,29} = 2,76MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⇒ condition vérifiée

-Aux appuis :

$\rho_1 = \frac{100xAa}{bd} = \frac{100x2,01}{100x13} = 0,155.$

$\rho_1 = 0,155 \begin{cases} K_1 = 61,92. \\ \beta_1 = 0.935. \end{cases}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta dAa} = \frac{1{,}77x10^{3}}{0{,}935x13x2{,}01} = 72{,}45MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{72{,}45}{61{,}92} = 1{,}17MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

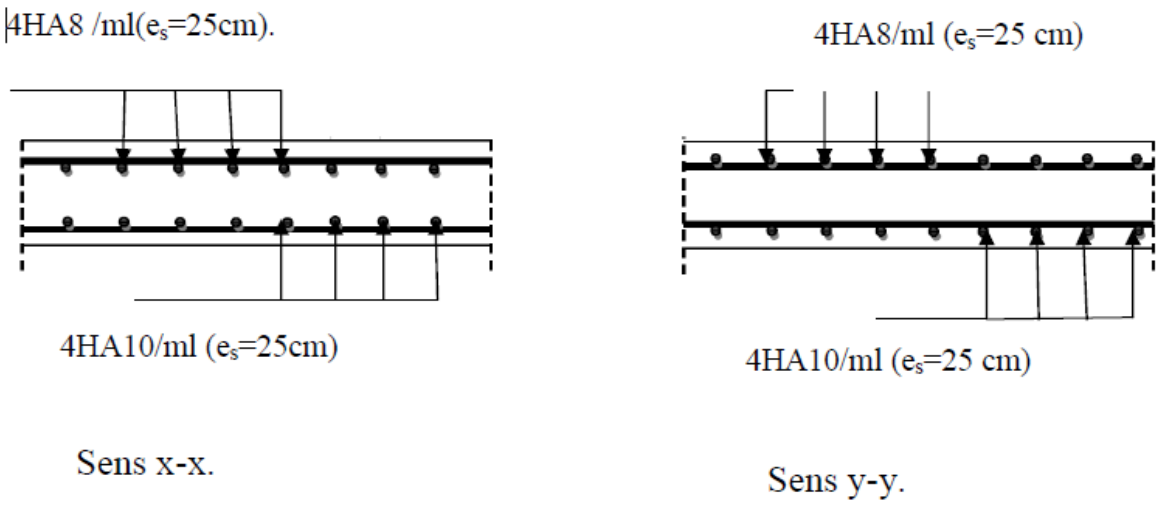


fig.III.2.3.plan de ferraillage de la dalle de la salle machine.

III.3.La dalle-pleine :

Notre projet est constitué aussi des planchers en dalle pleine (Balcons et la dalle de la salle machine).

Les balcons :

Ils sont assimilés à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

1)-Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\mathbf{e_p \geq \frac{L}{10}}.$$

Avec :

L : Largeur de balcon **L= 1,35 m.**

$\mathbf{e_p} \geq \frac{1,35}{10} = 13,5\text{cm}.$ Soit : $\mathbf{e_p = 15cm.}$

2)-Détermination des charges et surcharges :

L'étude se fait pour une bande de 1m de largeur.

2-a)-Charges permanentes : *Déterminations des sollicitations :*

Désignation	**Masse volumique (KN/m^3)**	**Epaisseur (m)**	**Poids surfaciques (KN/m^2)**
Revêtements en carrelage	22	0,02	0.44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	**G1= 5,35**

Tableau .III.3.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

b)- Charge concentrée du garde corps :

Désignations	Masse volumique	Epaisseur	Poids surfaciques (KN/m^2)
Murs en brique creuse	9	0.1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2.0,02	0,72
		Poids total	**G2= 1,62**

Tableau (III.3.2) : Les charges concentrées revenant au balcon.

c)-Surcharge d'exploitation :

$Q=3,5KN/m^2 \times 1m=3,5KN/ml.$

3)- Calcul à l'ELU :

-3-1-Combinaison de charge :

Les balcons sont calculés en flexion simple.

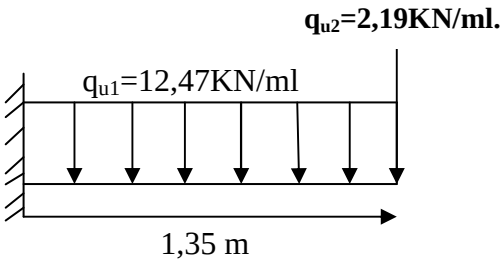


Fig III-3-1-Schéma statique du balcon.

-Pour la dalle :

q_{u1} = 1,35G+1,5Q = 1,35x5,35+1,5×3,5 = 12,47KN/ml.

-Pour le garde-corps:

$q_{u2}=1,35G_2=1,35\times1,62$ = 2,19KN/ml

3-2-Calcul des moments fléchissant :

a)-Le moment provoqué par q_{u1} :

$$M_{u1} = \frac{q_{u1}L^2}{2} = \frac{12,47\times1,35^2}{2} = 11,36KN.m.$$

b)-Le moment provoqué par q_{u2}:

$M_{u2} = q_{u2}L$ = 2,19×1,35 = 2,95 KN.m.

4) Le ferraillage :

a)- Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

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

Avec : $\mathbf{M_u = M_{u1} + M_{u2} = 14,31KN.m.}$

$\mu = \frac{14,31.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,060$ avec c=2cm. $\mu = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$.

$\mu = 0,060 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$A_{sc} = 0$.

$\mathbf{A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}} = \frac{14,31 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,26 cm^2$.

Soit : $\mathbf{A_{st} = 4HA12 = 4,52cm^2}$. Avec un espacement : $S_t = 25cm$.

b)-Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13m$.

Soit : $A_r = 4HA10 = 3,14cm^2$. Avec un espacement : $S_t = 25cm$.

5) Vérification à l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL91 mod99/ Art A.4.2 ,1).

$\mathbf{A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23bdxf_{t28}}{f_e}} = \frac{0,23x100x13x2,1}{400} = 1,56\ cm^2$

$A_{st} = 4,52cm^2 > A_{min} = 1,56cm^2$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

b)-Vérification au cisaillement :(BAEL91 mod99/ Art A.5.1 ,1).

On doit vérifier : $\tau_u = \overline{\tau_u}$

Avec : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$.

La fissuration est préjudiciable.

$\boldsymbol{\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = \min\{0.1 f_{c28}; 4MPa\}} = 2{,}5MPa.$

V_u : effort tranchant.

$V_u = q_{u1} xL + q_{u2} = 12{,}47 \times 1{,}35 + 2{,}19 = 19{,}02KN.$

$\tau_u = \frac{19{,}02 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}14MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa.$ ⇒Condition vérifiée.

c)-Vérification de l'adhérence : (BAEL91 mod99 /Art A.6.1 ,3).

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

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

Avec $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i}}$

$\boldsymbol{\sum U_i = n\,\pi\,\emptyset} = 4 \times 3{,}14 \times 12 = 150{,}72mm.$

$\tau_{se} = \frac{19{,}0210^3}{0.9 \times 130 \times 150{,}72} = 1{,}07MPa < \boldsymbol{\overline{\tau_{se}}} = 3{,}15MPa.$ ⇒Condition vérifiée.

$\tau se \leq \overline{\tau_{se}}$ ⇒ Pas de risque d'entrainement des barres.

d)-Vérification d'écartement des barres :(BAEL91 mod99/ Art A.8.2, 42) :

Armatures principales :

$S_t = 25cm < \min(3h ; 33cm) = 33cm$ ⇒ Condition vérifiée.

Armature de répartition :

$S_t = 25cm < \min(4h ; 45cm) = 45cm$ ⇒ Condition vérifiée.

6) Calcul à l'ELS :

6-1-Combinaison de charge :

-Pour la dalle : $q_{s1}=G_1+Q=5,35+3,50=8,85KN/ml$

-Pour le grade corps: $q_{s2}=G_2=1,62KN/ml$.

6-2- calcul des moments fléchissant :

$M_s=\frac{q_{s1}L^2}{2}+q_{s2}xL=\frac{8,85x1,35^2}{2}+1,62x1,35=10,25KN.m$

6-3-Vérification des contraintes:

Dans l'acier:

On doit vérifier: $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

$$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3}fe, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right]}$$ **(BAEL91 mod99/ Art A.4.5.33).**

La fissuration est préjudiciable.

$$\boldsymbol{\bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3}\times 400, \max(0,5\times 400; 110\sqrt{1,6\times 2,1})\right]}$$ **=201,63MPa.**

Avec : **η=1,6**

$$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd}} = \frac{100\times 4,52}{100\times 13} = 0,35$$

$\rho_1=0,35 \quad \Rightarrow \beta_1=0,908 \quad ; \quad K_1=39,35$

$$\sigma_s=\frac{M_{st}}{\beta_1 dA_{st}}=\frac{10,25\times 10^6}{0.908\times 130\times 452}=192,11MPa.$$

$\sigma_s=192,11MPa < \bar{\sigma} = 201,63\ MPa \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$\overline{\sigma_{bc}}=0,6f_c=0,6\times 25 = 15MPa.$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,11}{39,35}$ =4,88MPa.

σ_{bc} =4,88MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ⇒ Condition vérifiée.

6-4- Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ ⇒ $\frac{15}{135}$ =0,11 > 0,062 ⇒ Condition vérifier.

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$ ⇒ $\frac{15}{135}$ =0,11> $\frac{10,25}{10x10,25}$ =0,1 ⇒ Condition vérifier.

$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ ⇒ $\frac{4,52}{100x13}$ =0,003 < $\frac{4.2}{400}$ =0,0105 ⇒ Condition vérifier.

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

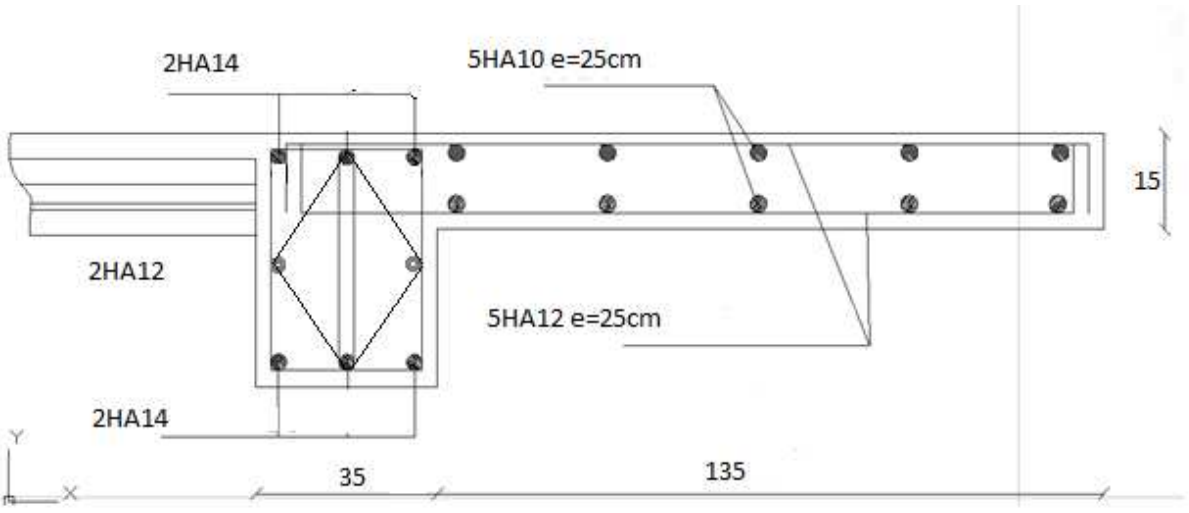


Fig III-3-2: Plan de ferraillage des balcons.

III.4.Calcul des planchers :

Notre structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers en corps creux sont constitué de :

-**Nervures :** appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance.

- **Remplissage en corps creux :** sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant acoustique et thermique, sa dimension est de 16 cm.

- **dalle de compression en béton armé :** elle est armé d'un quadrillage d'armature qui a pour rôle de :

-Limiter les risques de fissurations par retrait.

-Assurer la répartition entre poutrelles.

-Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

A. Ferraillage de la dalle de compression : (BAEL91 mod99/ Art B.6.8, 423).

Elle a une épaisseur de **4cm**, coulée sur place, elle est ferraillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20 cm →pour les armatures $\perp$ aux poutrelles $A_{\perp}$.

33 cm→ pour les armatures $/\!/$ aux poutrelles $A_{/\!/}$.

A.1.Armature perpendiculaire aux poutrelles :

On a: $50\ cm \leq l \leq 80\ cm \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$.

Avec : l=65 cm et f_e=520 MPa.

$A_{\perp} = \frac{4x65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml.$

Soit : $A_{\perp}$= 5HA5 = 0,98 cm^2 Avec un espacement de **20 cm.**

A.2.Armatures parallèles aux poutrelles :

$$\mathbf{A_{/\!/}} = \frac{\mathbf{A_{\perp}}}{\mathbf{2}} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49\ cm^2/ml.$$

Soit $A_{//}$= 4HA5 = 0,78 cm^2. Avec un espacement de **25 cm.**

Conclusion :

On adopte un treillis soudé de dimension **(20 x 25)** ***cm*** en **TLE 520.**

B. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes.

Étape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple en plus de son poids propre aussi le poids de corps creux et de la main d'œuvre.

-Chargement : les charges et les surcharges.

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), on prévoit donc des supports (étais intermédiaires) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Étape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section en «**Té»** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges sont considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

B-1-Les dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L/ Art A.4.1.3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure, est limitée par la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$*b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26{,}5 \text{ cm}$$

$$*b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{405 - 30}{10} = 37{,}5 \text{ cm}$$

$$*b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{405}{2} = 135 \text{ cm}$$

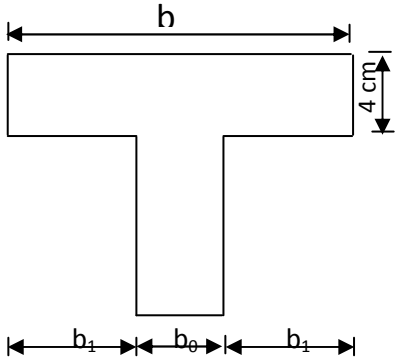


Figure III.4.1.Les dimensions de la poutrelle.

Avec :

l : distance entre axes des poutrelles (l = 65 cm)

l_1 : portée de la travée (l_1 = 405cm)

b : largeur de la table de compression à prendre en considération dans le calcul.

b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12cm).

h_0 : épaisseur de la table de compression (h_0=4cm).

x : distance de la section considérée à l'appui le plus proche (X = 405 cm).

On prend : b_1 = 26.5cm, soit : $b = 2b+b_0 = 2x26,5+12 = 65cm$

B-2-Chargement : les charges et les surcharges.

Nous considérons pour les calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable

(Le plus chargé) ; Dans notre cas c'est le plancher de RDC.

Avec : - Charge permanente : G=5,24×0,65 = 3,406 KN/ ml.

- Charge d'exploitation : Q=2,5×0,65 = 1,62 KN/ ml.

q_u =1,35G+1,5Q=1,35x3,406+1,5x1.62=7,028 KN/ml **$q_{u=}$7,028 KN/ml**

C- Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces Méthodes usuelles :

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

Méthode forfaitaire :

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

La valeur de la charge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max(2G; 5KN)$$

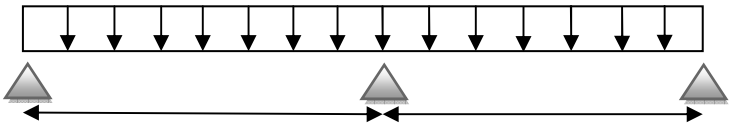
2G=2x3,406=6,812KN/ml

Q=1,62KN/ml

⟶ Q < max (2G ; 5KN)……. **(Condition vérifiée).**

- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).
- ✓ $I_i = I_{i+1}$…… ⟶ **(Condition vérifiée).**
- ✓ la fissuration est considérée comme non préjudiciable. ⟶ **(condition vérifiée).**
- ✓ Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25 \rightarrow \frac{3{,}5}{3{,}5} = 1 \ldots\ldots \longrightarrow \text{(}\textbf{Condition vérifiée).}$$



Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

b) Principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

c) Calcul de coefficient α:

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{Q+G}}$$

α : rapport des charges d'exploitations **(Q)** à la somme des charges permanentes **(G)** et des surcharges d'exploitations **(Q).**

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{1.62}{1.62+3{,}406} = 0.322$$

donc : $\alpha = 0{,}322$ tel que $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

Les valeurs prises pour $\mathbf{M_t}$, $\mathbf{M_w}$, $\mathbf{M_e}$ doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\mathbf{M_t + \frac{M_{w+M_e}}{2} \geq \max\left[(1+0,3\alpha); 1,05M_0\right]}$$

$\mathbf{M_t \geq [(1+0,3\,\alpha)/2]M_0}$ $\longrightarrow$ Dans une travée intermédiaire.

$\mathbf{M_t \geq [(1,2+0,3\,\alpha)/2]M_0}$ $\longrightarrow$ Dans une travée de rive.

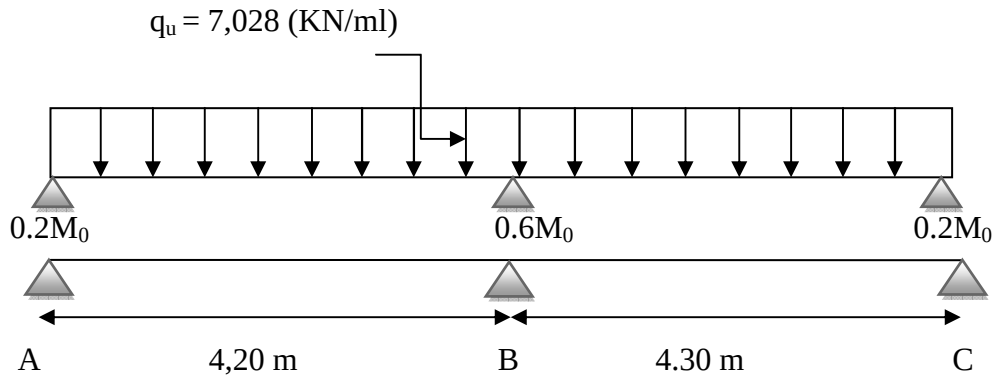
$\mathbf{M_t}$: moment maximal en travée dans la travée considérée.

$\mathbf{M_e}$: valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$\mathbf{M_w}$: valeur absolue du moment sur l'appui gauche.

$\mathbf{M_0}$: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

-nous avons à calculer un type de poutrelle : à deux travées.



d)-Application de la méthode :

- **A l'ELU :**

q_u =1,35G+1,5Q=1,35x3,406+1,5x1.62=7,028 KN/ml $\longrightarrow$ **q=7,028 KN/ml**

- **A l'ELS :**

q_s = G+Q =3,406 +1,62 = 5,026 KN/ml $\longrightarrow$ **q=5,026 KN/ml**

1-Calcul des moments fléchissant:

Calcul des moments isostatiques M_0 à l'ELU:

$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,028 \frac{4,20^2}{8} = 15,496$ KNm.

$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 7{,}028 \frac{4{,}30^2}{8} = 16.243$ KNm.

Calcul des moments sur appuis :

$M_A = 0{,}2\ M_{01} = 3{,}099$ KN.m

$M_B = 0{,}6\ M_{02} = 9{,}745$ KN.m

$M_C = 0{,}2\ M_{01} = 3{,}099$ KN.m

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_u(KN /ml)	Equations	Mi (KN.m)
A	0	4 ,20	7,028	0,2x15,496	3,099
B	4,20	4,30	7,028	0,6x16,243	9,745
C	4,30	0	7,028	0,2x15,496	3,099

Tableau III.4.1 . Les moments aux appuis.

Calcul des moments en travée:

On a**:** **1 + 0, 3 α** = 1 + (0, 3 x 0,322) = 1,096.

1,2+0,3 α=1,2+(0,3x0,322)=1,296.

travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{MA+MB}{2} + (1+0{,}3\,\alpha)\ M_{01} \\ M_{tAB} + \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\ M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{3{,}099+9{,}745}{2} + 1{,}096 \text{ x}15{,}496 = 23{,}405 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1{,}296}{2}\ 15{,}496 = 10{,}041 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : M_{tAB}**=23,405 KN.m**

travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{MB+MC}{2} + (1+0{,}3\,\alpha)\ M_{02} \\ M_{tBC} + \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\ M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{9,745+3,099}{2} + 1,096 \text{ x}16,243 = 11,380 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1,296}{2} 16,243 = 10,525 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : M_{tBC}**=11,380 KN.m**

Travée	**L(m)**	**q_u (KN/ml)**	**M_i (KN.m)**	**M_{i+1} (KN.m)**
AB	4 ,20	7,028	23,405	10,041
BC	4,30	7,028	11,380	10,525

Tableau III-4-2 : les moments fléchissant en travées.

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_{w+M_e}}{L} + \frac{q_u l}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u l$$

Avec :

T_w **,** T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = T_A = \frac{qu\ LAB}{2} + \frac{MA-MB}{LAB} = \frac{7,028.4,20}{2} + \frac{3,099-9,745}{4,20} = \mathbf{13,176KN} \\ T_e = T_B = T_A - q_u l_{AB} = 13,176 - 7,028\text{x}4,20 = \mathbf{-15,975\ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

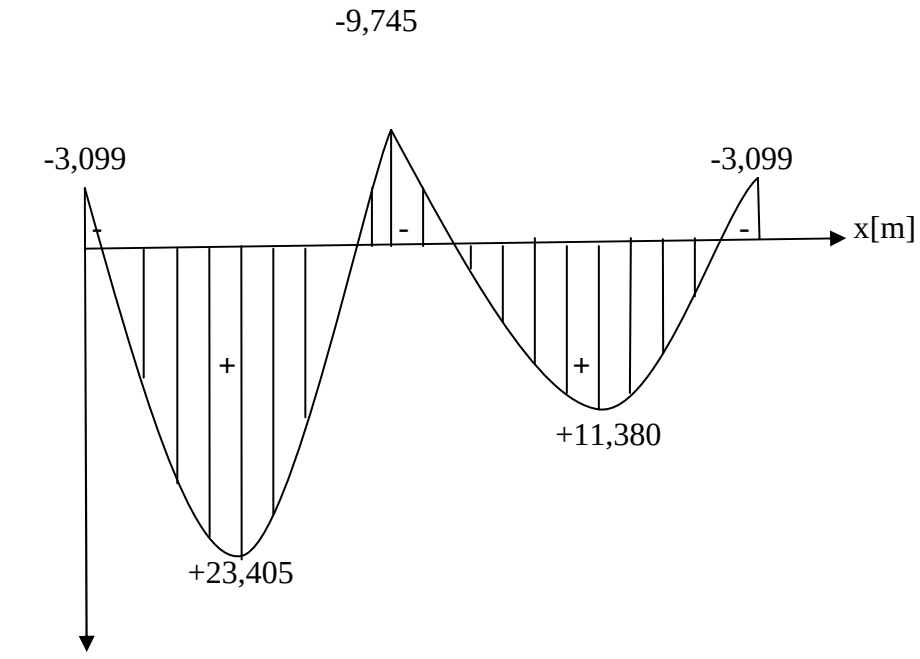
$$\begin{cases} T_w = T_B = \frac{qu\ LBC}{2} + \frac{MB-MC}{LBC} = \frac{7,028.4,30}{2} + \frac{9,745-3,099}{4,30} = \mathbf{16,655\ KN} \\ T_e = T_C = T_B - q_u l_{BC} = 16,655 - 7,028\text{x}4,30 = \mathbf{-13,565KN} \end{cases}$$

Travée	L(m)	q_u (KN/ml)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	4,20	7,028	13,176	-15,975
BC	4,30	7,028	16,655	-13,565

Tableau III-4-3 : Les efforts tranchants.

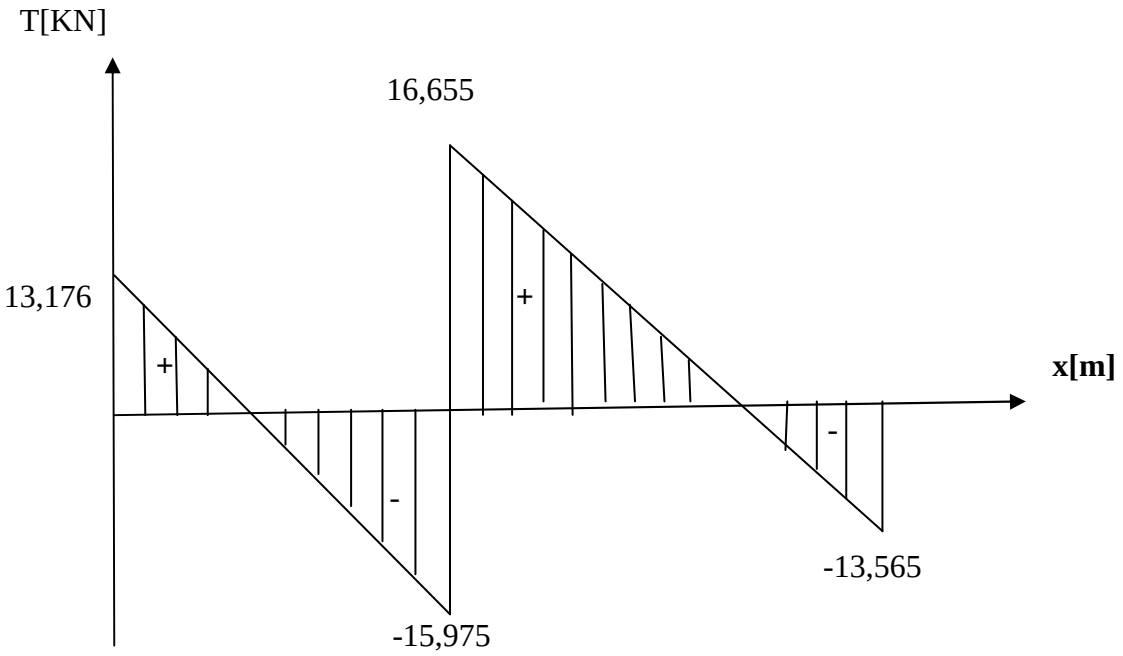
2-Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a L'ELU :

- ✓ **diagramme des moments :**



M[Kn.m]

- ✓ **diagramme des efforts tranchants :**



E- Ferraillage de la poutrelle à l'ELU :

1)-Armatures longitudinales :

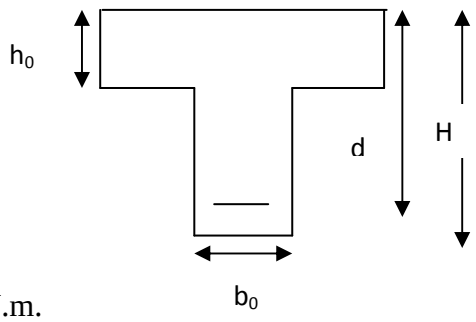
La poutrelle sera calculée comme une section en Té avec les caractéristiques géométriques suivantes :

b=65 cm b_0=12 cm h=20 cm h_0=4 cm d=0,9h=18 cm.

a)-En travée:

M^t_{max}=23,405 KN.m

Le moment équilibré par la table de compression :



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

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ = 14,2 MPa.

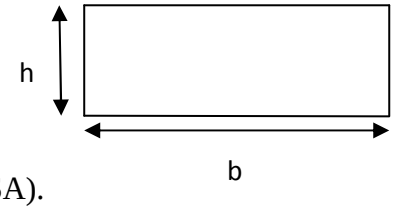
$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \times 14,2x10^3 = 59,072$ KN.m.

M_0 = 59,072 KN .m.

M_0= 59,072 > M^t_{max}= 10,607 KN.m ⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc la section en Té est calculée comme une section rectangulaire de section (bxh)

Avec : b=65 cm ; h=20 cm.



$$\mu = \frac{M^t_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23{,}405\times10^5}{65\times18^2\times14{,}2\times10^2} = 0{,}078.$$

$\mu = 0{,}078 < \mu_0 = 0{,}392$ ⇒la section est simplement armée (SSA).

$\mu = 0{,}078$ ⇒ $\beta = 0{,}959$.

A^t_{sc}=0 (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A^t_{st} = \frac{M^t_{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23{,}405\times10^5}{0{,}959\times18\times10^2\times\frac{400}{1{,}15}} = 3{,}898 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{A^t_{st}}$ **= 3HA14 = 4,62cm^2.**

b)-Aux appuis :

$\mathbf{M^a_{max}}$ **= 9,745 KN.m**.

Comme la table de compression est entièrement tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0$xh) cm^2.

$$M = \frac{M^a_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9{,}745\times10^5}{12\times18^2\times14{,}2\times10^2} = 0{,}176$$

$\mu = 0{,}176 < \mu_0 = 0{,}392$ ⇒ la section est simplement armée.

$\mu = 0{,}176$ ⇒ $\beta = 0{,}902$

$A^a_{sc} = 0$.

$$A^a_{st} = \frac{M^a_{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9{,}745\times10^5}{0{,}902\times18\times10^2\times\frac{400}{1{,}15}} = 1{,}725\text{cm}^2.$$

Soit : $\mathbf{A^a_{st}}$ **= 2HA12 = 2,26 cm^2.**

Conclusion :

En travée : $\mathbf{A^t_{st}}$**= 4,62 cm^2.**

Aux appuis : $\mathbf{A^a_{st}}$ **= 2,26 cm^2.**

2)-Armatures transversales : (BAEL 91mod99/ Art A.7.2.28)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t = \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_l^{max})$.

Avec $\emptyset_l^{max}$: diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\emptyset_l^{max} = 10$ mm =1,00 cm.

$\emptyset_t^{max} = \min (20/35 ; 12/10 ; 1) = 0,57$ cm = 5,7 mm.

Soit $\emptyset_t^{max} = 8$ mm.

On adopte $\mathbf{A_t = 2HA8 = 1,01\ cm^2}$.

3)-Espacement des armatures transversales (cadres) : (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$S_t \leq \min (0,9d ; 40\ cm)$.

$S_t \leq (16,2 ; 40\ cm) = 16,2$ cm.

On prend $\mathbf{S_t = 15cm}$.

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante : $\frac{\mathbf{A_t\ x\ f_e}}{\mathbf{b_0\ x\ S_t}} \geq \mathbf{0,4\ MPa}$

$\frac{1,00x400}{12x15} = 2,22 > 0,4$

On adopte un étrier de $\emptyset = 8$mm et d'espacement de S_t=15cm entre les cadres.

F-Vérification a l'ELU :

a)-Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art 4.2,1).

$f_{t28} = 0,6+0,06x25 = 2,1$MPa.

En travée :

$\mathbf{A_{min} = 0.23\ x\ b\ x\ d\ x\ \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0,23x65x18x\frac{2,1}{400} = 1,41\ cm^2$.

$A_{st}^t = 4,62\ cm^2 > A_{min} = 1,41\ cm^2$ ⇒ Condition vérifier.

Sur appuis :

$\mathbf{A_{min}=0,23\ x\ b_0\ x\ d\ x\ \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0,23x12x18x\frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2$

$A_{st}^a = 2,26 > A_{min} = 0,26\ cm^2$ ⇒ Condition vérifier.

b)-Vérification au cisaillement :(BAEL91 mod99 Art A.5.1,211).

-Les fissurations peu nuisibles.

$\mathbf{\tau_u = \frac{V_u}{b_0\ d} \leq \overline{\tau_u} = \min (\frac{0.2\ x\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa).}$ **(BAEL91 mod99 Art A.5.1, 211).**

$\overline{\tau_u}$= min (3,33 ; 5MPa) = 3,33MPa

$V_u = V_u^{max}$ = 16,655 KN.

$\tau_u = \frac{16,655\times10^3}{120\times180}$ = 0,771MPa.

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⇒ Pas de risque de cisaillement ⇒ **CV**

c)-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement: (BAEL91mod99/ ArtA6.1,3).

Il faut vérifier la condition suivante :

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}}$ $\Psi_s f_{t28}$ = 1,5×2,1 = 3,15MPa.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

$V_u = V_u^{max}$ = 16,655 KN.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\boldsymbol{\sum U_i = n\ \pi\ \emptyset.}$

n : Nombre de barres.

-En travée :

$\sum U_i$ = 3×3,14×10 = 94,2 mm

$\tau_{se}=\frac{16,655\times10^3}{0,9\times180\times94,2}$=1,091 MPa $< \overline{\tau_{se}}$=3,15MPa ⇒ La condition est vérifié.

Pas de risque d'entrainement des barres.

-Aux appuis :

$\sum U_i$=2×3,14×12=75,36mm.

$\tau_{se} = \frac{16,655\times10^3}{0,9\times180\times75,36}$ = 1,364 MPa < $\overline{\tau_{se}}$ = 3,15MPa ⇒ La condition est vérifié.

Pas de risque d'entrainement des barres.

d)-Encrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1,23)

Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99 /Art .A.6.1.221/).

$l_s = \frac{\emptyset \text{ x } f_e}{4 \text{ x } \tau_{su}}$ tel que $\tau_{su}=0,6\Psi_s^2 f_{t28}$.

$\emptyset$ = 10 mm.

τ_{su} = 0,6×1,5²×2,1 = 2,835 MPa.

$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835}$ = 35,27 cm.

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400,** **l_s=40cm.**

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4Ls** pour les aciers **H.A**. 2ϕ=2cm.

Donc : Lc = 0,4 ls = 0,4 x 40 = 16 cm.

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

-Sur béton :

On doit vérifier que : $V_u^{max} < \frac{0,4\ f_{c28}}{\gamma_b}$ x 0,9 d x b_0 =0,4 x $\frac{25x10^3}{1,5}$ x0,9 x0,18 x0,12 = 129,6 KN

On a : V_u^{max} = 16,655KN < 129,6 KN ⇒ **CV**

-Sur acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} - \frac{M_a}{0,9\ d})$.

A_a = 1,725 cm^2

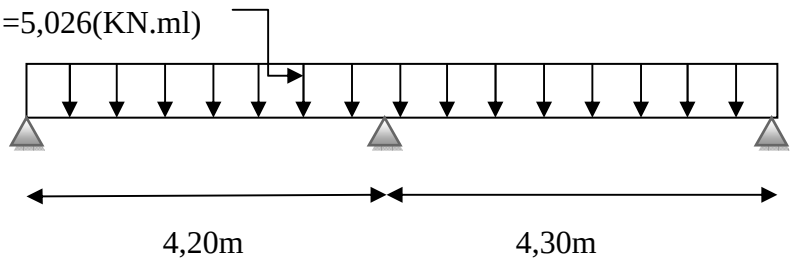
$\frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} - \frac{M_a}{0,9\ d}) = \frac{1,15}{400}(16,655 \times 10^3 - \frac{9,745 \times 10^6}{0,9 \times 180})$ = -125,060 mm^2 = - 1,250cm^2

A_a = 1,725 cm^2 > 1,25 cm^2 ⇒ **Condition vérifié**

G-Calcul à l'ELS :

a)-Combinaison de charge :

q_s = G+Q =3,406 +1,62 = 5,026 KN/ml ⟶ **q_s=5,026 KN/ml**



- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$$

$M_{01} = 5,026 \times (4,20)^2 / 8 = 11,082$ kN.m

$M_{02} = 5,026 \times (4,30)^2 / 8 = 11,616$ kN.m

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0,2\ M_{01} = 0,2 \times 11,082 = 2,216$ KN.m

$M_B = 0,6\ M_{02} = 0,6 \times 11,616 = 6,969$ KN.m

$M_C = 0,2\ M_{01} = 0,2 \times 11,082 = 2,216$ KN.m

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_s(KN /ml)	Equations	Mi (KN.m)
A	0	4,20	5,026	0,2x11,082	2,216
B	4,20	4,30	5,026	0,6 x11,616	6,969
C	4,30	0	5,026	0,2x11,082	2,216

Tableau III.4.4: Les moments aux appuis

- **Calcul des moments en travée:**

On a**:** **1 + 0, 3 α** = 1 + (0, 3 x 0,322) = 1,096.

1,2+0,3 α=1,2+(0,3x0,322)=1,296.

travée AB :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{MA+MB}{2} + (1+ 0,3\ \alpha)\ M_{01} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2}\ M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2,216+6,969}{2} + 1,096 \times 11,082 = 7,553 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1,296}{2}\ 11,082 = 7,181 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : M_{tAB}**= 7,553 KN.m**

travée BC :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{MB+MC}{2} + (1+ 0{,}3\ \alpha)\ M_{02} \\ M_{tBC} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\ M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{6{,}969+2{,}216}{2} + 1{,}096 \text{ x}11{,}616 = 8{,}138 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1{,}296}{2} 11{,}616 = 7{,}527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : M_{tBC}**= 8,138 KN.m**

Travée	L(m)	q_s (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)
AB	**4,20**	**5,026**	7,553	7,181
BC	**4,30**	**5,026**	8,138	7,527

Tableau III.4.5: les moments fléchissant en travées

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_{w+M_e}}{L} + \frac{q_s\, l}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u l$$

Avec : T_w **,** T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{qs\ LAB}{2} + \frac{MA-MB}{LAB} = \frac{5{,}026.4{,}20}{2} + \frac{2{,}216-6{,}969}{4{,}20} = 9{,}422\ \mathbf{KN} \\ T_B = T_A - q_s l_{AB} = 9{,}422 - 5{,}026\text{x}4{,}20 = -11{,}687\ \mathbf{KN} \end{cases}$$

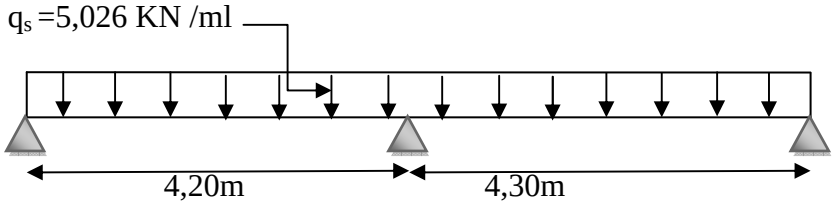
Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{qs\ LBC}{2} + \frac{MB-MC}{LBC} = \frac{5,026.4,30}{2} + \frac{6,969-2,216}{4,30} = 11,911 \ \textbf{KN} \\ T_C = T_B - q_s l_{BC} = 11,911 - 5,026x4,30 = -9,700 \end{cases}$$

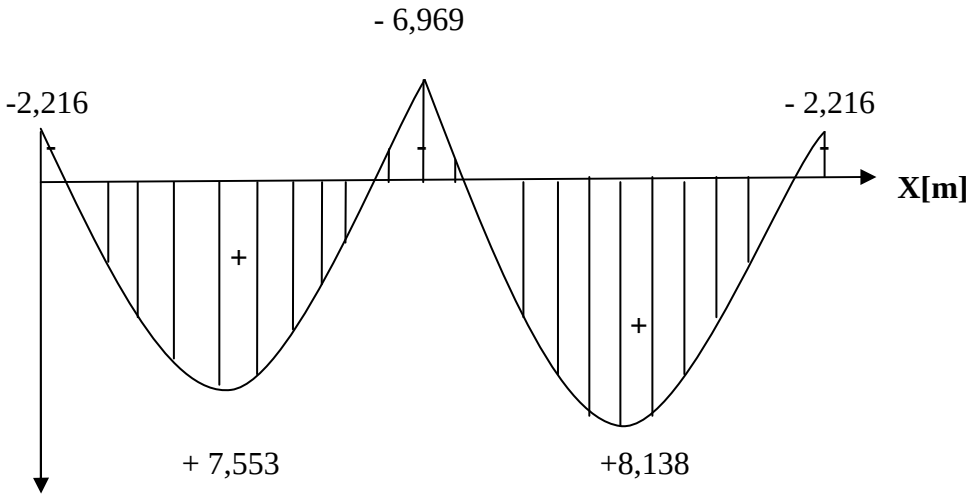
Travée	L(m)	q_s (KN/ml)	T_w (KN)	T_e (KN)
AB	4,20	5,026	9,422	-11,687
BC	4,30	5,026	11,911	-9,700

Tableau III.4.6: Les efforts tranchants.

b-Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a L'ELU :

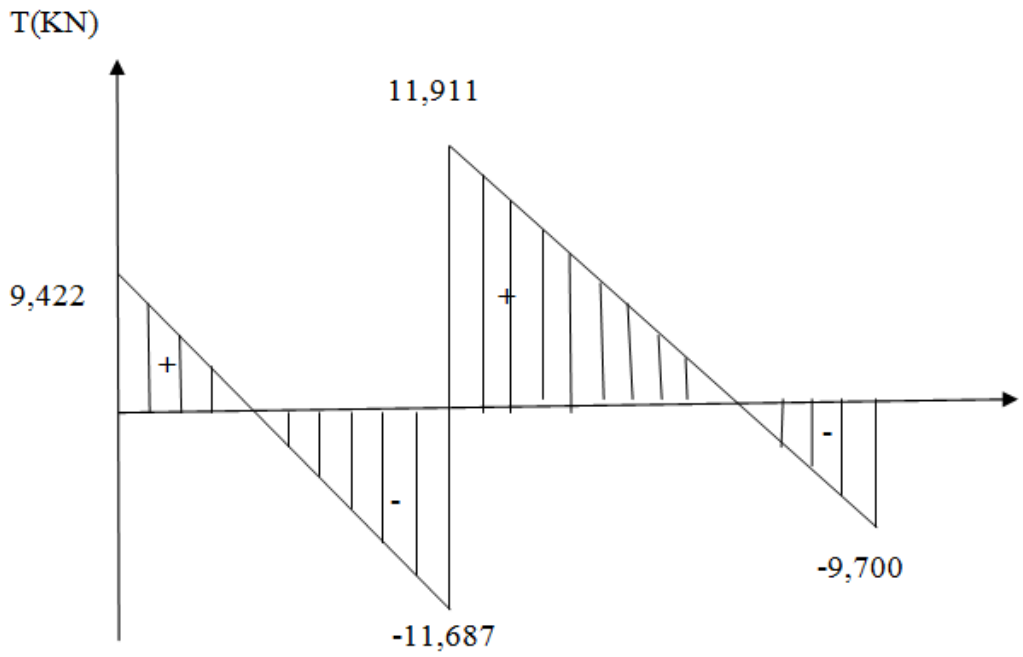


✓ **diagramme des moments :**



M[KN.m]

✓ **diagramme des efforts tranchants :**



-Conclusion:

M_{st}^{max} = 8,138 KN.m

M_{sa}^{max} = 6,969 KN.m

V_s^{max} = 11,911 KN.

H-Vérification à l'ELS:

a)-Etat limite d'ouverture des fissures: **(BAEL 91/Art A.4.5,3)**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y a pas de vérification à effectuer, sauf que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

b)- Vérification des contraintes :

-Aux appuis :

Dans le béton

On doit vérifier **:** $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28}$

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

A_a = 2HA12 = 2,26 cm^2.

$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0\, d} = \frac{100x2,26}{12\times18}$ = 1,046

ρ_1 = 1,046 ⇒ β_1 = 0,858 ; K_1 = 20,21.

D'où : $\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d\, A_a} = \frac{6,969\times10^3}{0,858\times2,26\times18}$ = 199,665MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,665}{20,21}$ = 9,879MPa < 15MPa. ⇒ Condition vérifiée

-Dans les aciers :

On doit vérifier : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348MPa.

σ_s =199,665MPa < $\overline{\sigma_s}$=348MPa. ⇒ Condition vérifiée.

-En travée :

-Dans le béton :

On doit vérifier **:** $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}}$.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

A_t=3HA14=4,62cm^2.

$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0\, d} = \frac{100\times4,62}{12\times18}$ = 2,138.

ρ_1 = 2,138 ⇒β_1 = 0,819 ; K_1 = 12,62.

D'où : $\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1\, d\, A_t} = \frac{8,138\times10^3}{0,819\times4,62\times18}$ = 119,486 MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119,486}{12,62}$ = 9,467 MPa < 15MPa. ⇒ Condition vérifiée.

-Dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348MPa.

σ_s = 119,486MPa < $\overline{\sigma_s}$=348MPa. ⇒ Condition vérifiée.

c)-Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$.

- $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$.

Avec : h : Hauteur de la section.

l : Portée libre de la poutrelle.

A_{st} : Section des armatures tendues.

M_{st} : Moment fléchissant max en travée.

$\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0{,}0465 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$ ⇒ Condition non vérifiée.

⇒ L'une des conditions n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

-Calcul de la flèche :

On doit vérifier que : $\mathbf{f \leq \bar{f}}$.

Pour L ≤ 5 m ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Pour L > 5 m ⇒ $\bar{f}$ = 0,5 cm + $\frac{l}{1000}$

On a : L = 4,30 m < 5 m ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500}$ = 0,86 cm = 8,6 mm .

$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec : $\bar{f}$: Flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25}$ = 10819MPa.

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

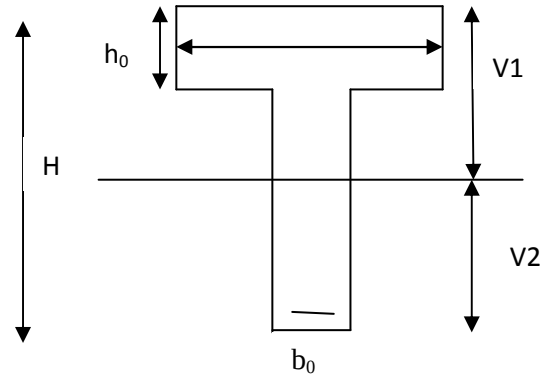
$$\mathbf{I_{fv} = \frac{1{,}1 I_0}{1+\mu+\lambda_v}}.$$

I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n=E_s/E_b=15$).

Aire de la section homogénéisée :

B_0= (b_0 x h) + (b - b_0) x h_0+(15 x A_t)

B_0 = (12x20) + (65-12)x4 + (15 x 4,62)=521,3 cm^2



Calcul de v_1 et v_2 :

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

S/xx = $\frac{b_0 \text{ x } h^2}{2}$ + (b-b_0) x $\frac{h_0^2}{2}$ + (15x$A_t$xd).

S/xx = $\frac{12 \text{ x } 20^2}{2}$ + (65-12) x $\frac{16}{2}$ + (15x4,62x18).

S/xx = 4071,4 cm^2.

$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3}$ = 7,81cm.

V_2 = h-v_1 = 20 -7,81 = 12,19cm.

$$I_0=\frac{b_0(v_1^3+v_2^3)}{3}+(b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12}+(v_1-\frac{h_0}{2})^2\right]+15\times A_t(v_2-c)^2 = 23785,86\text{cm}^4$$

Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho=\frac{A_{st}}{b_0 d}=\frac{4,62}{12\times 18}=0,021$$

$$\lambda_v=\frac{0,02\,f_{t28}}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho}=\frac{0,02\times 2,1}{(2+\frac{3\times 12}{65})\times 0,021}=0,783$$

$$\mu=\max\left\{1-\frac{1,75\,f_{t28}}{4\rho\times\sigma_s+f_{t28}};0\right\}=\max\{0,64;0\}=0,64$$

$$I_{fv}=\frac{1,1\times I_0}{1+\lambda_v\mu}=\frac{1,1\times 23785,86}{1+0,783\times 0,64}=17429,949cm^4$$

D'où la flèche:

F = $\frac{M_t^s \times l^2}{10 E_v * I_{fv}}$ = $\frac{8,138\times 4,30^2}{10\times 10819\times 10^3\times 17429,949\times 10^{-8}}$ =0,00797 m = 7,97 mm.

F =7,97 mm < $\bar{f}$ = 8,6 mm.

La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Armatures en travées : **3HA14 = 4,62 cm^2.**

Armatures en appuis : **2HA12 = 2,26 cm^2.**

Armatures transversales : **2HA8 = 1,01 cm^2**, avec un espacement de **15 cm.**

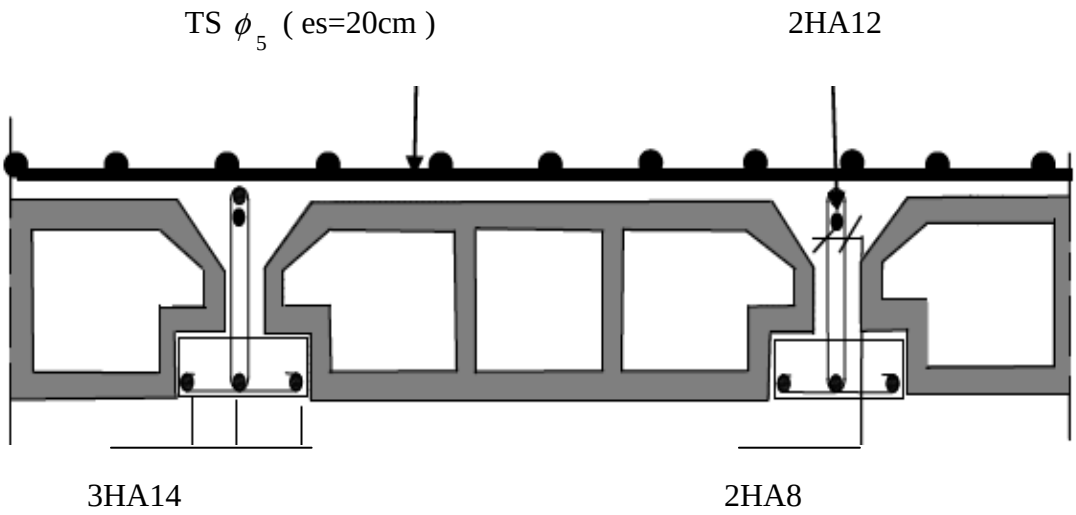
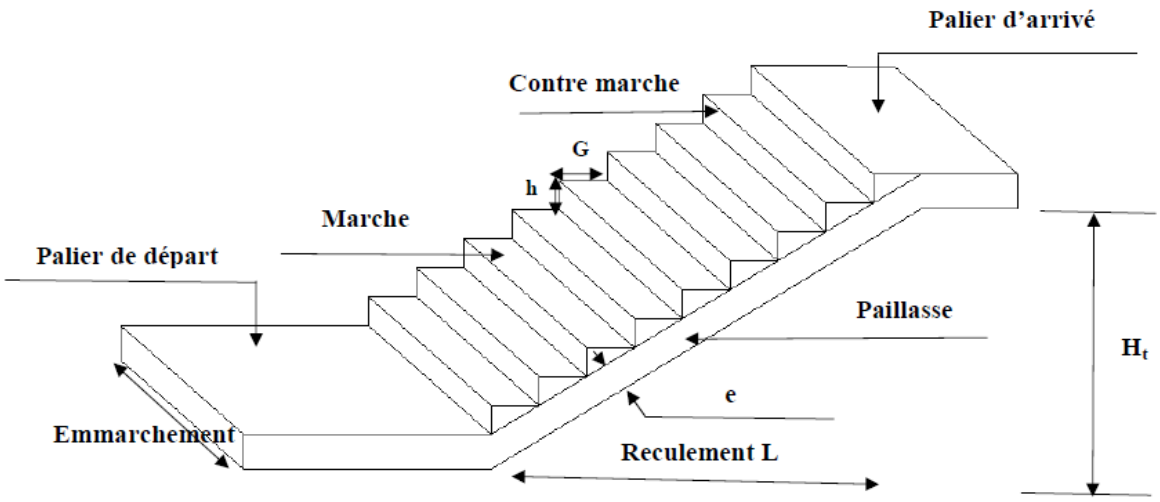


Fig III.4.2.Plan de ferraillage de plancher en corps creux.

III.5. Calcul des escaliers :

1) Définition :

Les escaliers relient les différents niveaux d'une construction, ils permettent de passer à pied d'un niveau à l'autre. L'escalier est calculé en flexion simple.



FigIII.5.1 : Les éléments d'un escalier.

2) calcul d'escalier d'étage courant :

2-1-Pré dimensionnement :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées avec un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place.

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL qui permet de pré dimensionner notre escalier :

$59cm \leq g+2h \leq 66$ cm

Avec :

h : hauteur de la contre marche **: $14cm \leq h \leq 20cm$**

g : langueur de la marche (giron)

On adopte **:** **h= 17cm.**

Le nombre de contre marche «n» :

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

Avec :

n : nombre de contre marches

H : hauteur d'une volée

On a :

$H=\frac{he}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53$ m.

$n = \frac{153}{17} = 9$ (contre marches).

Le nombre de marches « m» :

m = n-1 = 9-1 = 8.

m = 8marches.

Calcul du giron « g » :

$$\mathbf{g = \frac{L}{m}}$$

L : portée de la paillasse projetée.

$g = \frac{240}{8} = 30$ **g=30cm.**

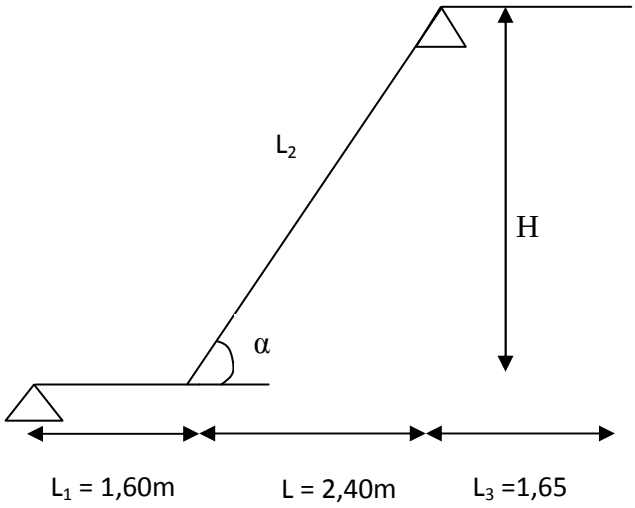


Fig III.5.2 : schéma statique

Vérification de la relation de BLONDEL :

59 cm< 30+34= 64cm < 66cm ⇒ La relation est vérifiée.

2-3-Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

$$\mathbf{\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}}$$

Avec :

$L_o = L_1 + L + L_3$

L_2 : la portée réelle de la paillasse.

L : longueur projetée de la paillasse.

$L_2 = \frac{L}{\cos\alpha}$

α : l'inclinaison de la paillasse.

-Détermination de α :

On a : $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,63$

α = 32,51°.

$L_2 = \frac{2.40}{\cos 32,51} = 2,84$ m

Donc : $L_o = 1,60+2,40 + 1,65 = 5,65$ m

L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos est :

$\frac{565}{30} \leq e_p \leq \frac{565}{20} \Rightarrow 18,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,25 \text{ cm}$

On opte: **e_p = 20 cm.**

2-4- Les Charges et les surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

- La paillasse :

Elément	**Poids (KN /ml)**
Poids propre de la paillasse	25x0.20x1 = 5,92
Poids propre des marches (17cm)	$\frac{25x0,17}{2}$x1 = 2,13
Revêtement de carrelage (2cm)	22x0,2=0,44
Pose de mortier (2cm)	20x0,02=0,40
Couche de sable (2cm)	18x0,02=0,36
Enduit plâtre (1,5 cm)	10x0,015=0,15
Poids du garde corps	0,2x1=0,2
	G_{ps}=9,6 Q_{ps}=2,5

- Le palier :

Elément	**Poids (KN /ml)**
Poids propre de la dalle	0,2x25x1=5
Poids des revêtements(sable +mortier +carrelage +enduit)	1,35
	G_{pl}=6,35 Q_{pl}=2,5

- **Mur :**

- charge du mur : G_{mur} x (ht-ep) x1m = 2,40 x(3,06 - 0,2) = 6,86KN/ml

3-1- Combinaison de charge :

A l'ELU :

$q_{u.\ Paillasse}$ =1,35 G+1,5Q = 1,35×9,60+1,5x2,5= 16,71 KN/ml.

$q_{u.\ Palier}$ = 1,35G+1,5Q = 1,35×6,35+1,5×2,5= 12,32KN/ml.

Charge du mur : 1,35 x 6,86= 9,26 KN/ml

A l'ELS :

$q_{s.ps}$ = G+Q = 9,60+2,5 =12,10 KN/ml.

$q_{s.pl}$ = G+Q = 6,35+2,5 = 8,85 KN/ml.

Charge du mur : 6,86 KN/ml.

3) Calcul à l'ELU :

1)-Calcul des efforts internes :

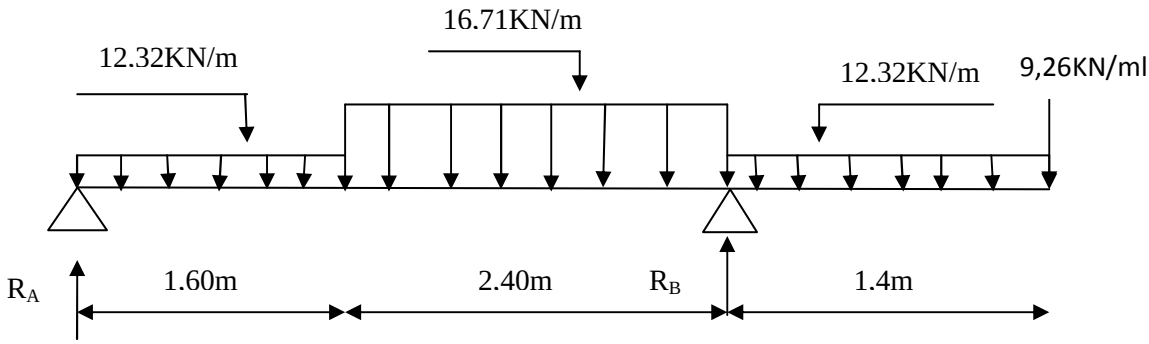


Fig III.5.3. Diagramme des efforts à l'ELU

2)-Détermination des réactions d'appuis :

$\sum F_v = 0 \Rightarrow \quad R_A+R_B- (12,32x1,60) – (16,71x2,40) – (12,32x1,4) –9,26 =0.$

$R_A+R_B= 86,31$ KN.

$\sum M_{/A}=0 \Rightarrow 4R_B – 12,32x1,4(\frac{1,4}{2} + 4) – 16,71x2,4(\frac{2,4}{2} + 1,60) – 12,32x1,60(\frac{1,60}{2}) –9,26x5,4 = 0$

$\begin{cases} \mathbf{R_A = 21,53\ KN} \\ \mathbf{R_B = 64,77\ KN} \end{cases}$

3) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU :

3-1)-Calcul de moment max :

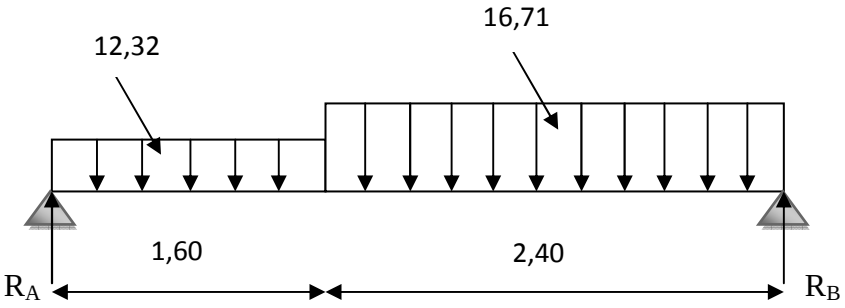
Pour 1,60m ≤ x ≤ 4m

$T_y=0 \Longrightarrow 21,53 –(12,32x1,60) –16,71(x – 1,60)=0$

X=1,70 m

M_{max} = 18,80 KN.m

3-2)-Calcul du moment isostatique à l'ELU :



Les réactions d'appuis :

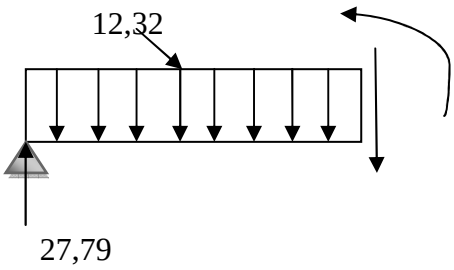
$\sum M_{/B}=0 \Longrightarrow (-16,71x2,4x1,2)+(-12,32x1,6x3,2)+R_Ax4 =0$

$R_A= 27,79$ KN

$\sum M_{/A}=0 \Longrightarrow (16,71x2,4x2,8)+(12,32x1,6x0,8)+R_Ax4 =0$

$R_B= 32,01$ KN

3-3)-Calcul du moment max isostatique :



Tronçon : **$0 \leq x \leq 1,60m$**

$\sum M_{/G}=M_z+12,32\frac{x^2}{2}-27,79x=0$

$M_z=-12,32\frac{x^2}{2}+27,79$

$M_z=0 \longrightarrow x = 0$

$M_z=28,70$ KN.m $\longrightarrow$ $x=1,60m$

$T_{(x)}=-12,32x+27,79=0$

$X=2,25m$

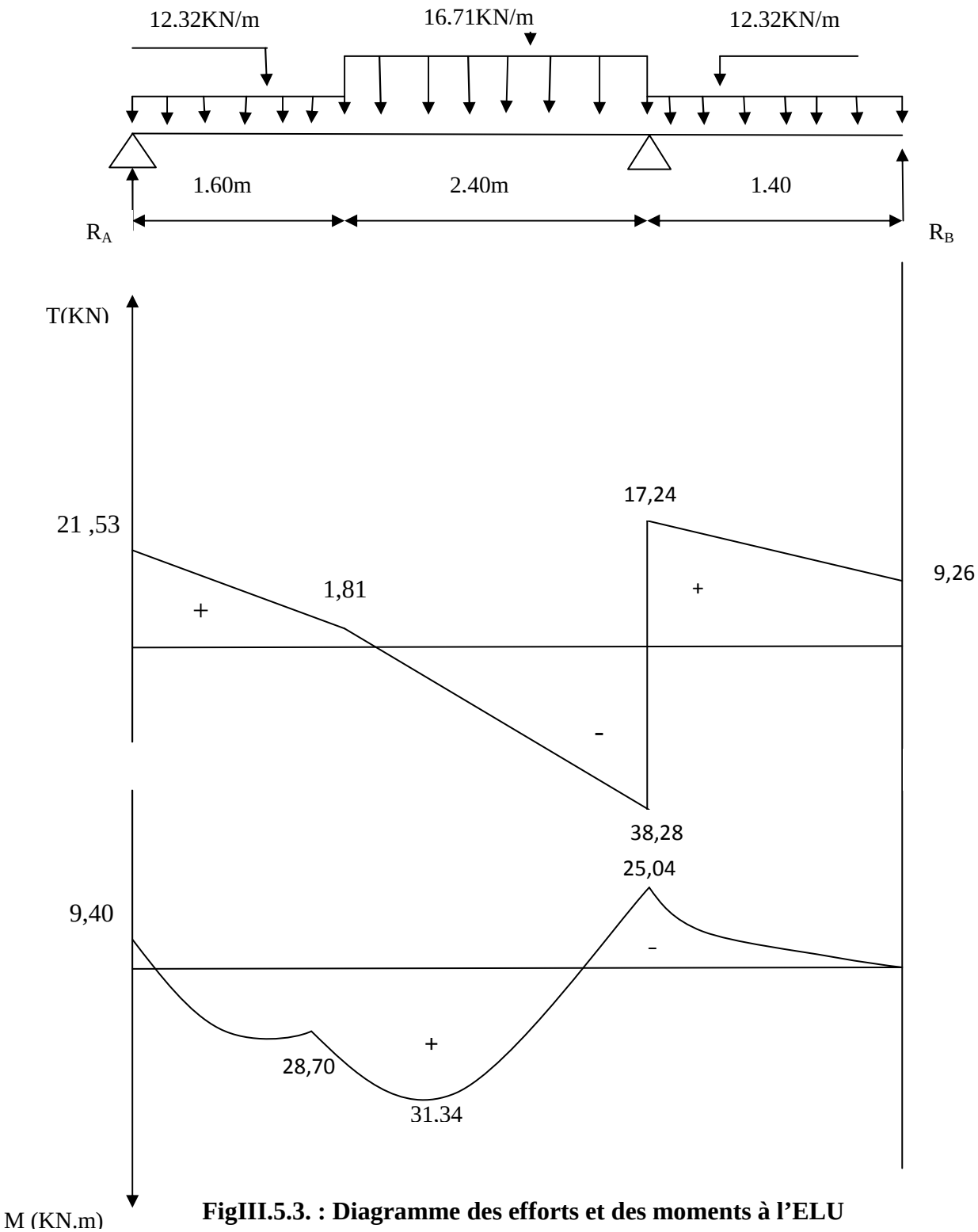
$M^z_{max}=-6,16(2,25)^2+27,79(2,25)= 31,34$ KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel, on prend :

Aux appuis : Ma = -0,3x M^z_{max}=-0,3x31,34= **-9,40 KN.m .**

En travée : Ma = 0,85x M^z_{max}=0,85x31,34= **26,63 KN.m**

3-4)-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

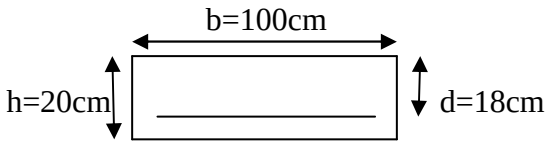


FigIII.5.3. : Diagramme des efforts et des moments à l'ELU

3-5)- Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

b=1m=100cm, h=20cm, c=2cm, d=18cm



Aux appuis :

Appuis A :

Armatures longitudinales :

Ma= 9,40 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{bxd^2x\,f_{bc}} = \frac{9{,}40\times10^3}{100\times18^2\times14{,}2} = 0{,}020$$

$\mu = 0{,}020 < \mu_b = 0{,}392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA).

$\mu = 0{,}020 \Rightarrow \beta = 0{,}990$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{9{,}40\times10^3}{0.990\times18\times348} = 1{,}51\ cm^2.$$

Soit : $\mathbf{A_l^a = 4HA12 = 4{,}52\ cm^2}$ Avec un espacement : St = 20 cm.

St = 20cm< min{2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/ArtA.8.2,42).**

Armatures de répartitions :

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}15\ cm^2.$$

Soit : $\mathbf{A_r^a = 4HA10 = 3{,}14cm^2}$ Avec un espacement : St = 25cm

St = 25cm< min{2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/ArtA.8.2,42).**

Appuis B :

Armatures longitudinales :

Ma= 25,04 KN.m

$\mu = \frac{M_a}{bxd^2x\, f_{bc}} = \frac{25,04\times10^3}{100\times18^2\times14,2} = 0,054$

$\mu = 0,054 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA).

$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$

$A_l^a = \frac{M_a}{\beta xdx\sigma_{st}} = \frac{25,04\times10^3}{0.972\times18\times348} = 4,11\ cm^2.$

Soit : $\mathbf{A_l^a = 4HA12 = 4,52\ cm^2}$ Avec un espacement : St = 25 cm.

St = 25cm< min{2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/ArtA.8.2,42).**

Armatures de répartitions :

$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{4;52}{4} = 1,15\ cm^2.$

Soit : $\mathbf{A_r^a = 4HA10 = 3,14cm^2}$ Avec un espacement : St = 25cm

St = 25cm< min{2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/ArtA.8.2,42).**

En travée :

Armature longitudinales :

Mt =26,63 KN.m

$\mu = \frac{Mt}{bxd^2\, xf_{bu}} = \frac{26,63\times10^3}{100\times18^2\times14,2} = 0,057.$

$\mu = 0,057 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$\mu = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,970$

$A_l^t = \frac{Mt}{\beta xdx\sigma_{st}} = \frac{26,63\times10^3}{0,970\times18\times348} = 4,38\ cm^2.$

Soit : $\mathbf{A_l^t = 5HA14= 7,70cm^2}$ Avec un espacement : St = 20 cm.

St = 20 cm< min {2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/ArtA.8.2,42).**

Armatures de répartitions :

$A_r^t = \frac{A_l^t}{4} = \frac{7,70}{4}$ = 1,92 cm².

Soit : $\mathbf{A_r^t = 5HA10 = 3,93cm^2}$. Avec un espacement : St = 20cm.

St = 20 cm< min {2h, 33cm}=33cm ⇒ Condition vérifiée. **(BAEL91 mod 99/Art A.8.2,42).**

3-6)- Vérification a l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :(BAEL91 mod99/ Art A4.21).

$A_{st} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0,23\times18\times100\times \frac{2,1}{400}$ = 2,17 cm².

-En travée : A_l^t = 7.70 cm² > A_{min} = 2,17 cm² ⇒ Condition vérifiée.

-Aux appuis : A_l^a = 4,52 cm² > A_{min} = 2,17 cm² ⇒ Condition vérifiée

b)-Contrainte de cisaillement : (BAEL91 mod 99 /Art A5.1,1).

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$.

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables (nuisibles).

Donc : $\overline{\tau_u}$ = min $\{0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa$\}$= 3,33MPa.

$\tau_u = \frac{38,28\times10^3}{1000\times180}$ = 0,212 MPa < $\overline{\tau_u}$= 3,33MPa ⇒ Condition vérifiée.

⇒ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c)-Ancrage des armatures : (BAEL91 mod 99 /Art A6.1, 221).

$ls = \frac{\emptyset.f_e}{4x\overline{\tau_{su}}}$

Avec : $\overline{\tau_{su}} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 2,84$ MPa.

$\emptyset = 12$ mm.

$l_s = \frac{1,2\times400}{4\times2,84} = 42,25$ cm.

$l_c = 0,4\times l_s = 16,90$ cm. Soit : $l_c = 15$cm

d)-Vérification de l'adhérence et d'entrainement des barres :

(**BAEL 91 mod 99/ Art A6.1,3).**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3,15$ MPa

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9x\,dx\sum U_i}$

Avec : $\sum Ui = n\pi\emptyset = 4\times3,14\times1,2 = 15,07$ cm.

$\tau_{se} = \frac{38,28\times10^3}{0.9\times18\times15,07\times10^2} = 1,56$MPa < $\overline{\tau_{se}} = 3,15$ MPa ⇒ Condition vérifiée.

e) Influence de l'effort tranchant sur les appuis (BAEL 91/ Art A.5.1.313)

-Sur le béton :

$T_{max} \leq 0,4 \text{ x } \frac{f_{c28}\, b0,9d}{\gamma_b}$

$T_{max} \leq 0,4 \text{ x } \frac{25x10^3x0,9x0,18x1}{1,5} = 1080$ KN ⇒ Condition vérifiée.

-Sur les aciers : (BAEL 91/ Art A.5.1.321)

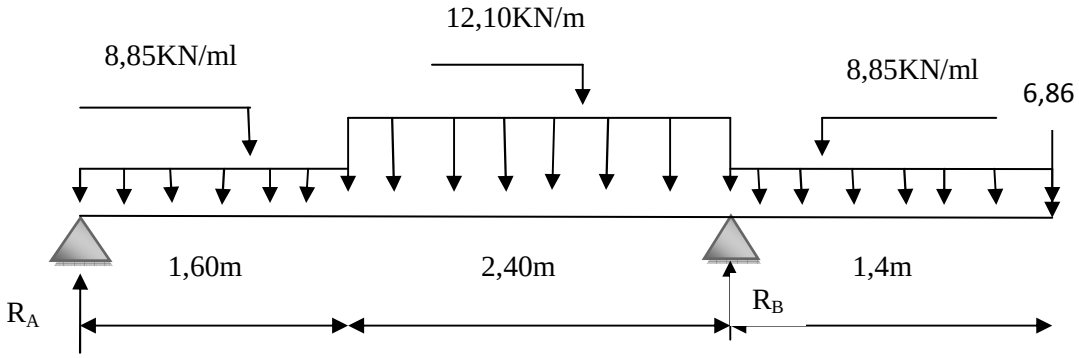
On doit vérifier que :

$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_{max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400}(38,28 \text{ x } 10^3 - \frac{9,40x10^6}{0,9x180}) = -56,76mm^2 < Asa = 3,14\ cm^2$.

$A_{sa} = 3,14cm^2 \geq 0,56cm^2$

4) Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts internes :



a)-Calcul des réactions d'appuis :

$\sum Fv = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A+R_B - (8,85x1,60) - (12,10x2,4) - (8,85x1,40) -6,86=0$

$R_A+R_B= 62,45$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow - 8,85x1,40(\frac{1,40}{2} + 4)-12,10x2,4(\frac{2,4}{2} + 1,60)-8,85x1,60(\frac{1,60}{2}) -6,86x5,4+ R_B x4 = 0$

R_A = 46,97 KN.

R_B = 15,47 KN.

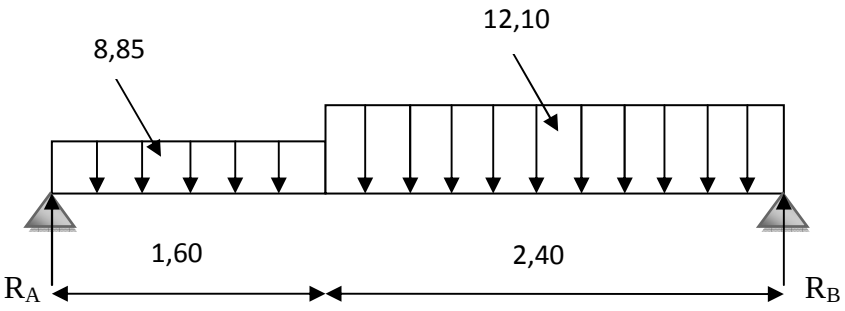
b)-Calcul le moment max :

Pour 1,60m ≤ x ≤ 4m

$T_y=0 \Longrightarrow T_y = 27,67 – 8,85x1,60 – 12,10(x – 1,60)$

$X=2,71$ m $\Longrightarrow M_{max} =$ 40,50 KN.m

c)-Calcul du moment isostatique à l'ELU :



d)-Les réactions d'appuis :

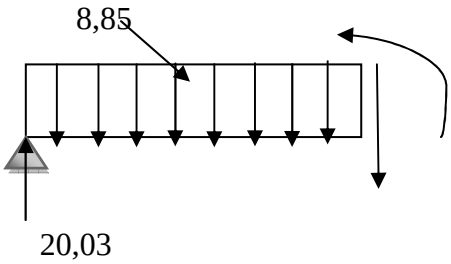
$\sum M_{/B}=0 \Longrightarrow (-12,10x2,4x1,2)+(-8,85x1,6x3,2)+R_A x4 =0$

$R_A= 20,03$ KN

$\sum M_{/A}=0 \Longrightarrow (-12,10x2,4x2,8)+(-8,85x1,6x0,8)+R_A x4 =0$

$R_B= 23,15$ KN

e)-Calcul du moment max isostatique :



Tronçon : **$0 \leq x \leq 1,60m$**

$\sum M_{/G}=M_z+8,85 \frac{x^2}{2} -20,03x=0$

$M_z=-8,85 \frac{x^2}{2}+20,03x$

$M_z=0 \longrightarrow x = 0$

$M_z=20,71$ KN.m $\longrightarrow$ x=1,60m

$T_{(x)}=-8,85x+20,03=0$

X=2,26m

$M^z_{max}=-4,42(2,26)^2+20,03(2,26)= 22,69$ KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel, on prend :

Aux appuis : Ma = -0,3x M^z_{max}=-0,3x22,69= **-6,80 KN.m .**

En travée : Ma = 0,85x M^z_{max}=0,85x22,69= **19,28 KN.m**

d)-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

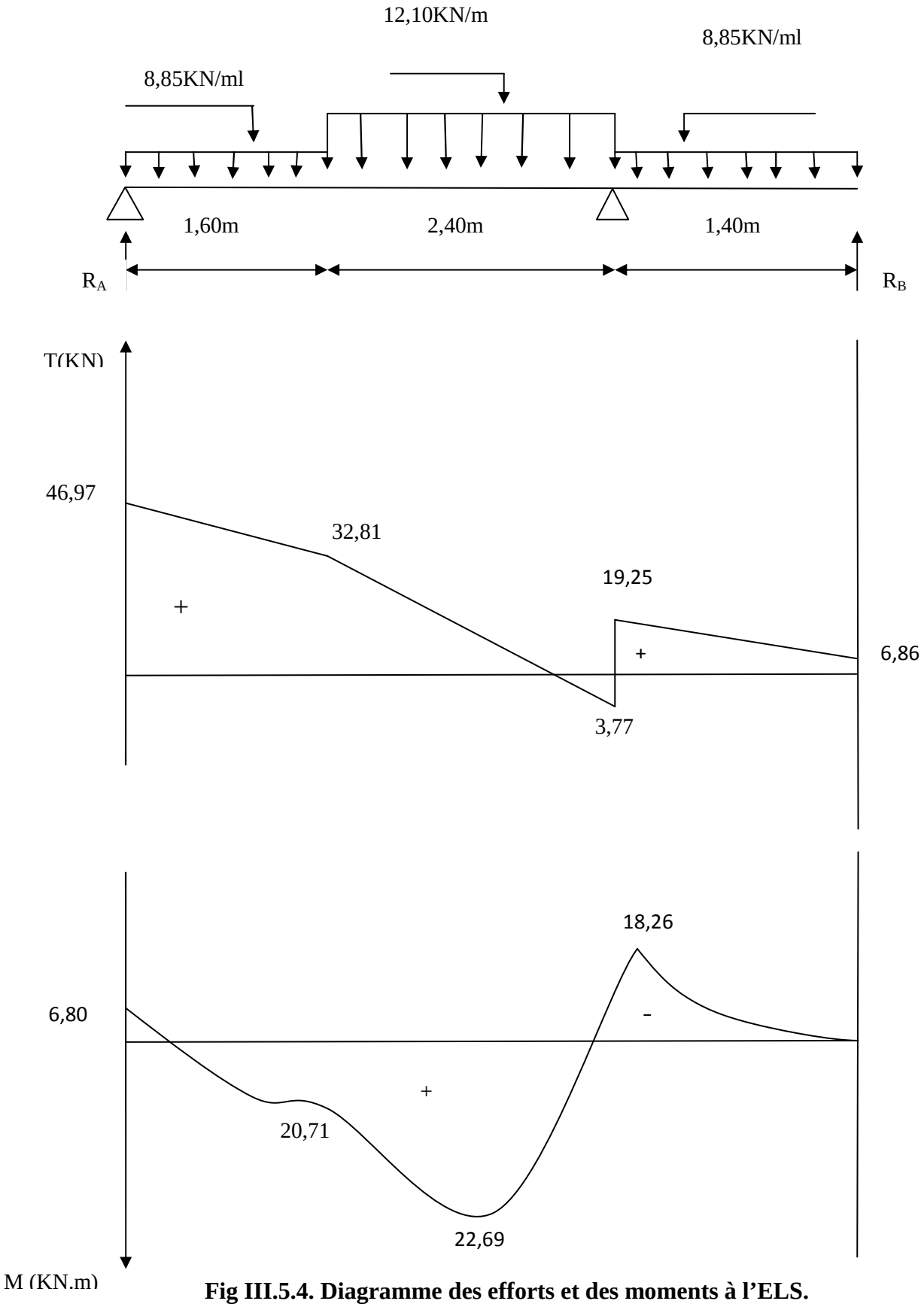


Fig III.5.4. Diagramme des efforts et des moments à l'ELS.

4-1)- Vérification a l'ELS :

a)-Vérification des contraintes :

Aux appuis :

Appuis A :

M_s^a= 6,80KN/ml.

Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348 MPa.

$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_l^a}$

$\rho_1 = \frac{100A_l^a}{bd} = \frac{100x4,52}{100x18} = 0,251.$

$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,50$

$\sigma_{st} = \frac{6,80\times10^3}{0,920\times18\times4,52}$ =90,84MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ =348 MPa ⇒ Condition vérifiée.

Dans le béton :

On vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,6f_{c28}$ =15MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{90,84}{47,50}$ =1,91MPa.

σ_{st} = 1,91 MPa ≤ $\overline{\sigma_{st}}$ =15MPa ⇒ Condition vérifiée

Appuis B :

M_s^a= 18,26KN/ml.

Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348 MPa.

$\sigma_{st}=\frac{M_s^a}{\beta d A_l^a}$

$\rho_1=\frac{100A_l^a}{bd}=\frac{100x4,52}{100x18}$ = 0,251.

ρ_1 = 0,251 ⇒ β_1= 0,920 ⇒ K_1= 47,50

$\sigma_{st} =\frac{18,26\times10^3}{0,920\times18\times4,52}$ =243,95MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ =348 MPa ⇒ Condition vérifiée.

Dans le béton :

On vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = 0,6f_{c28} =15MPa.

$\sigma_{bc} =\frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{243,95}{47,50}$ =5,13MPa.

σ_{st} = 5,13 MPa ≤ $\overline{\sigma_{st}}$ =15MPa ⇒ Condition vérifiée

En travée :

Dans l'acier :

M_s^t = 19,28 KN.m.

La fissuration est peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348 MPa.

$\sigma_{st}=\frac{M_s^t}{\beta d A_l^a}$

$\rho_1=\frac{100A_l^t}{bd} = \frac{100x7,70}{100x18}$ =0,427.

ρ_1 =0,427 ⇒ β_1=0,900 ⇒ K_1=35,00

$\sigma_{st} =\frac{19,28\times10^3}{0,900\times18\times7,70}$ = 154,56MPa < $\overline{\sigma_{st}}$ =348 MPa ⇒ Condition vérifiée.

Dans le béton :

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

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{154{,}56}{35{,}00} = 4{,}41MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ⇒ Condition vérifiée

b)-Vérification de la flèche.

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10M_0}$

$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0{,}05 < \frac{1}{16} = 0{,}063$ ⇒ Condition non vérifiée.

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifiée que : $\mathbf{f \leq \bar{f}}$.

Pour $L \leq 5$ m ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Pour $L > 5$ m ⇒ $\bar{f} = 0{,}5\ cm + \frac{l}{1000}$

On a : $L = 4\ m \leq 5\ m$ ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500} = 8mm$

$\mathbf{f = \frac{5}{384} \frac{L^4 q_s^{max}}{E_v I_0}}$

Avec : $\bar{f}$: Flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10819MPa$.

I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n=E_s/E_b=15$).

$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_l^t (v_2 - c)^2$.

Détermination de v_1 et v_2 :

Sxx : Moment statique **：** $\mathbf{Sxx=\frac{bh^2}{2}+15At.d}$

$\mathbf{B_0}$: Aire de la section homogénéisée **：** $\mathbf{Bo=bh+15At}$

$$V1=\frac{\frac{bh^2}{2}+15At.d}{bh+15At}=\frac{\frac{100.20^2}{2}+15.7,70.18}{100.20+15.7,70}=10,43cm.$$

V_1 =10,43cm.

V_2= h-V_1 ⟶ v_2 =9,57cm.

$I_0=\frac{100}{3}(10,43^3+9,57^3)+15\times7,70(9,57-2)^2=73655,18cm^4$.

D′ou : $f=\frac{5}{384}\times\frac{12,10(4)^4}{10819\times10^3x73655,18\times10^{-8}}=0,0050m.$

f=5,0mm < f_{adm}= 8mm. ⇒ La flèche est vérifiée.

III.6. Poutre palière :

1)-Pré dimensionnement :

- Hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h_t} \leq \frac{\mathbf{Lmax}}{\mathbf{10}}$$

Avec :

$\mathbf{L_{max}}$: Longueur de la poutre entre nus d'appuis, **L=450cm.**

ht :hauteur de la poutre.

$\frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30cm \leq h_t \leq 45cm.$

On opte $\mathbf{h_t}$ **=35cm > 30cm (RPA99/Version 2003 , Art 7.5.1).**

- Largeur de la poutre :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 14cm \leq b \leq 24.5cm.$

On opte **b=25cm.**

2)-Vérification des conditions exigées par le RPA :

$b = 25cm \geq 20cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

$h_t = 35cm \geq 30cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Donc la poutre palière est de dimension (25×35) cm^2.

3)-Détermination des charges et surcharges d'exploitation :

Poids propre de la poutre : G=0,35×0,25×25=2,20KN/ml.

Effort tranchant à l'appui : ELU :T_u=17 ,24 KN.

ELS : T_s=19,25 KN .

4) Calcul à l'ELU :

a)Combinaison de charges :

$q_u=1,35G+\frac{2T_U}{L}$= (1,35×2,20)+$\frac{2.17,24}{4,5}$ = 10,63KN/ml.

-Les efforts internes :

b)- efforts tranchants :

$T_u=\frac{q_u l}{2}$ =$\frac{10,63\times4,50}{2}$ = 23,91KN.

c)- moment fléchissant :

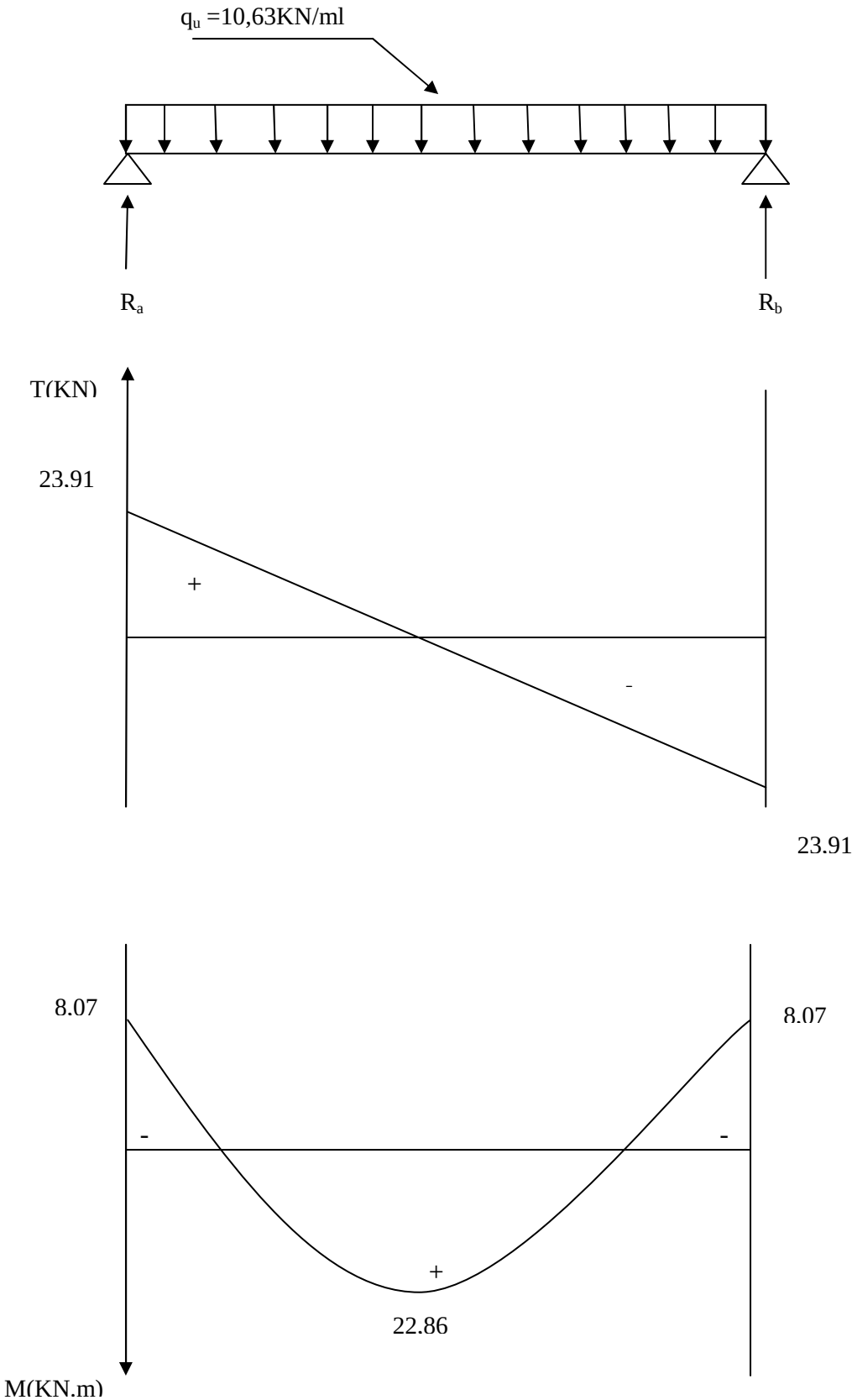
$M_0=\frac{q_u l^2}{8}$ = $\frac{10,63\times4,5^2}{8}$ =26,90 KN.m.

En tenant compte des semi-encastrements aux appuis on aura :

Aux appuis : M_u^a =-0,3M_0 = - 8,07KN.m.

En travée : M_u^t =0,85 M_0 = 22,86KN.m.

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



FigIII.6.1 : diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

5) Ferraillage de la poutre :

En travée :

$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,86x10^3}{25x33^2.14,2} = 0,059$

$\mu = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$

$\mu = 0,059 < \mu_b = 0,392$ ⇒Section simplement armée (SSA).

$A_{sc} = 0$.

$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,86x10^3}{0,969x33.348} = 2,05cm^2$.

Soit : **A_{st} = 3HA14 = 4,62cm^2.**

Aux appuis :

$M = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,07\times10^3}{25\times33^2\times14.2} = 0,020$

$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$.

$\mu = 0,020 < \mu_b = 0,392$ ⇒ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_c^a = 0$).

$A_l^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,07\times10^3}{0.990\times33\times348} = 0,70cm^2$.

Soit : **A_l^a =3HA14=4,62cm^2.**

Le RPA exige que

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc :

$A_a + A_t > \frac{0,5}{100}$ bh.

$4,62+4,62 = 9,24cm^2 > \frac{0.5\times25\times35}{100} = 4,37cm^2$. ⇒ Condition vérifiée.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$\mathbf{A_a + At < \frac{4}{100} bh}$ $\Rightarrow 9{,}24cm^2 < 35\ cm^2$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

6) Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité :(BAEL 91 mod99/ Art A.4.2 ,1).

$\mathbf{A_{min} \geq 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}} = 0{,}23\times25\times33\times\frac{2{,}1}{400} = 1{,}00cm^2$.

$A_t = 4{,}62cm^2 > A_{min} = 1{,}00cm^2$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

$A_a = 4{,}62cm^2 > A_{min} = 1{,}00cm^2$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

b)-Vérification au cisaillement :(BAEL 91 mod99/ Art A.5.1 ,1).

On doit vérifier $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{bd}} = \frac{23{,}91\times10^3}{250\times330} = 0{,}28MPa$

La fissuration est peu préjudiciable.

$\boldsymbol{\overline{\tau_u} = min\left\{ 0{,}13f_{c28}\ ;\ 5MPa \right\} = 3.25MPa.}$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 3{,}25MPa.$ $\Rightarrow$Condition est vérifiée.

$\Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c)-Vérification de l'adhérence : (BAEL 91 mod99/ Art A.6.1 ,3).

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5\times2{,}1 = 3{,}15MPa$.

Avec $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9d\times\sum U_i}}$ avec : $\boldsymbol{\sum U_i = n\pi\emptyset} = 3x3{,}14x1{,}4 = 13{,}188$ cm.

$\tau_{se} = \frac{23{,}91\times10^3}{0{,}9\times33\times13{,}188x10^2} = 0{,}61MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15MPa.$ $\Rightarrow$Condition est vérifiée.

$\Rightarrow$ Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

d)-Ancrage des barres aux appuis: (BAEL 91 mod99/ Art A.6.1, 221).

$\mathbf{l_s=\frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$ tel que $\mathbf{\tau_{su}=0,6\Psi_s^2 f_{t28}}$.

$\emptyset$=12mm.

$\tau_{su}=0,6\times1,5^2\times2,1=2,84MPa$.

$l_s=\frac{1,2\times400}{4\times2,84}$ = 42,25cm.

l_s =42,25 cm.

La longueur d'ancrage d'après l'article **(BAEL 91 mod99 /Art A.6.1.253)**

$l_c=0,4l_s$ $\Rightarrow l_c=0,4\times42,25=16,90cm$.

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

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

Sur le béton :

On doit vérifier que :

$T_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ x 0,9 x d x b = 0,4 x $\frac{25x10^3}{1,5}$ x 0,9 x 0,33 x 0,25= 495KN.

On a : T_u^{max}= 23,91KN < 495KN $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sur l'acier :

On doit vérifier :$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_u^{max} - \frac{Ma}{0,9 \text{ x } d})= \frac{1,15}{400}(23,91x10^3 - \frac{8,07x10^6}{0,9 \text{ x } 330})= 9,37mm^2$

$Aa=3,39cm^2 > 0,0937cm^2$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

d)-Les armatures transversales : (BAEL 91 mod99 /Art A.7.2 ,2).

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$\emptyset_t \leq \min\left\{\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1,2; 1; 2,5\} = 1mm.$

Soit $\emptyset_l = 8mm.$

$A_{rt} = \frac{\pi\emptyset^2}{4} = \frac{3,14\times 0,8^2}{4} = 0,50cm^2.$

On opte : $\mathbf{A_{rt} = 4HA8 = 2,01cm^2.}$

f)- Espacement des barres :

Selon le BAEL :

Aux appuis :

$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\right\} = 8,75\ cm \leq \min\{0,9d; 40cm\} = 29,70cm$

On prend : **St=30cm**

En travée:

$S_t = \frac{h}{2} = 17,50cm \leq \min\{0,9d; 40cm\} = 29,70cm$

On prend : **St=30cm**

5) Calcul à l'ELS :

-Combinaison des charges :

$q_s = G + \frac{2T_S}{L} = 2,20 + \frac{2.19,25}{4,5} = 10,75\ KN/ml.$

-Les efforts internes :

a)efforts tranchants :

$T_u = \frac{q_s l}{2} = \frac{10,75\times 4,50}{2} = 24,18KN.$

b)- moment fléchissant :

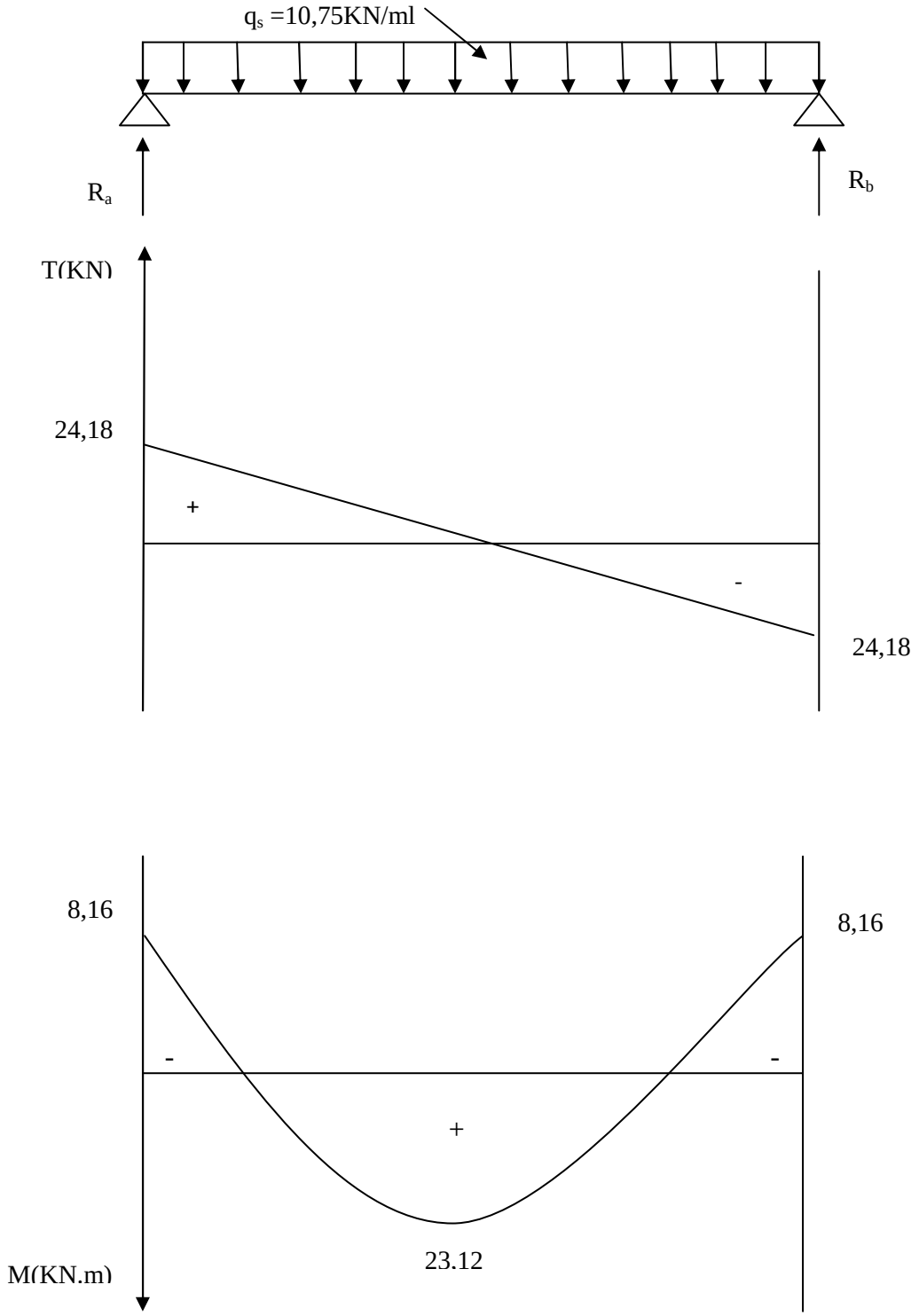
$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,75\times 4,5^2}{8} = 27,21KN.m.$

En tenant compte des semi-encastrements on aura :

M_s^a =-0,3M_0 = -8,16KN.m.

M_s^t =0,85M_0= 23,12KN.m.

- Diagramme des efforts internes à l'ELS :



FigIII.6.2 : diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

6) Vérification à l'ELS

a)-Vérification des contraintes :

Aux appuis :

M_s^a= 8,16KN/ml.

-Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348 MPa.

$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_l^a}$.

$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100x4,62}{25x33} = 0,56$

$\rho_1 = 0,56 \Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow K_1 = 29,64$

$\sigma_{st} = \frac{8,16\times10^3}{0,888\times33\times4,62} = 60,27MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$ ⇒ Condition vérifiée.

Dans le béton :

On vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{60,27}{29,64} = 2,03MPa < \overline{\sigma_{st}} = 15MPa$ ⇒ Condition vérifiée.

En travée :

Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348 MPa.

$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta d A_t}$.

$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100x4,62}{25x33} = 0,560$

$\rho_1 = 0{,}560 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}888 \Rightarrow K_1 = 29{,}64$

$\sigma_{st} = \frac{23{,}12\times10^3}{0.888\times33\times4{,}62} = 170{,}77\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348\text{ MPa}$ ⇒ Condition vérifiée.

Dans le béton :

On vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170{,}77}{29{,}64} = 5{,}76\text{MPa}$ ⇒ Condition vérifiée.

b)-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ⇒ $\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0{,}077 > \frac{1}{16} = 0{,}063$ ⇒ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10M_0}$ ⇒ $\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0{,}077 < \frac{23{,}12}{10x27{,}21} = 0{,}084$ ⇒ Condition non vérifiée.

$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ ⇒ $\frac{4{,}62}{25x33} = 0.005 < 0{,}0105$ ⇒ Condition vérifiée.

⇒ Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifiée que : $\mathbf{f \leq \bar{f}.}$

Pour $L \leq 5$ m ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Pour $L > 5$ m ⇒ $\bar{f} = 0{,}5\text{ cm} + \frac{l}{1000}$

On a : $L = 4{,}50\text{ m} \leq 5\text{ m}$ ⇒ $\bar{f} = \frac{l}{500} = 9\text{mm}$

$\mathbf{f = \frac{5}{384} \frac{L^4 q_s^{max}}{E_v I_{fv}}}$

Avec : $\bar{f}$: Flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10819\text{MPa}$.

I_{fv}: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n=E_s/E_b=15$).

$I_{fv} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_l^t (v_2 - c)^2$.

Détermination de v_1 et v_2 :

Sxx : Moment statique **: Sxx=$\frac{bh^2}{2} + 15At.d$**

B_0 : Aire de la section homogénéisée **: Bo=$bh + 15At$**

V1= $\frac{\frac{bh^2}{2}+15At.d}{bh+15At}$ **=** $\frac{\frac{25.35^2}{2}+15.4,62.33}{25.35+15.4,62}$ **=18,63cm**

V2= h-V1 = 35-18,63 = 16,37cm

$I_{fv} = \frac{25}{3}(18,63^3+16,37^3) + 15.4,62\,(16,37-2)^2 = 104750,43\ cm^4$

D′ou : $f = \frac{5}{384} \times \frac{10,75(4,5)^4}{10819\times10^3 x 104750,43\times10^{-8}} = 0,0056m.$

f=5,6mm < f_{adm}= 9mm. ⇒ La flèche est vérifiée.

CHAPITRE IV :

MODILISATION DE LA STRUCTURE.

1) 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.

2) Choix de la méthode de calcul :(RPA99mod2003/ Art 4.1.1)

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 accélérogramme.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :
Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en plan donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : 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 31,11m).
(RPA 99mod2003 /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 99mod2003/ Art 4.1.3).

c) Conclusion:

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

d) 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.

3) Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration…. etc.

- Etape de la modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version **9.6**.

- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

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

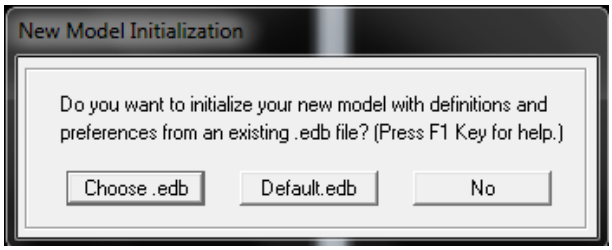
Fig IV- 2- fenêtre de dialogue

1) Première étape :

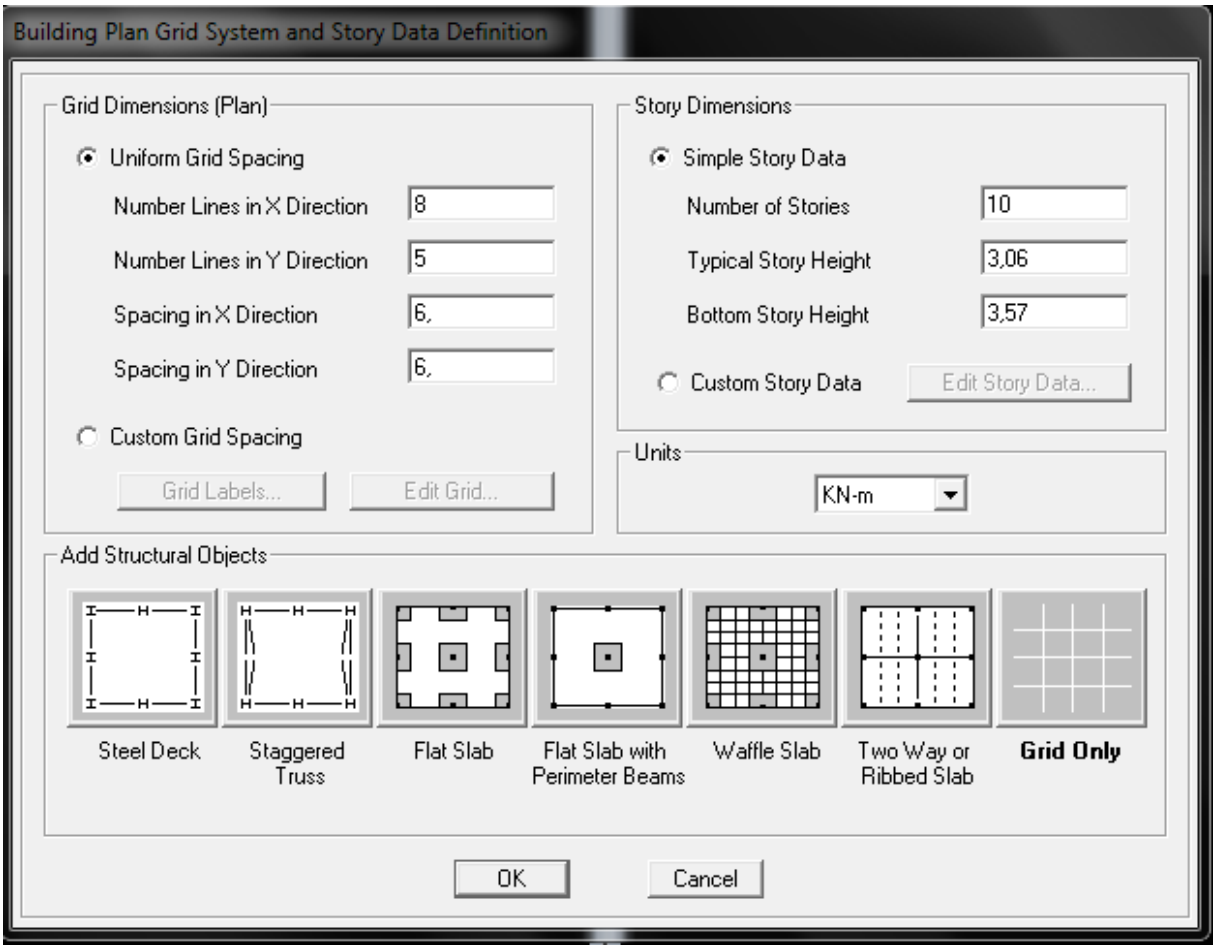
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran on sélection KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :

Fig IV- 3- choix de l'unité

-Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



-On clique sur **Default.edb**



-Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages **(Number of Stories).**

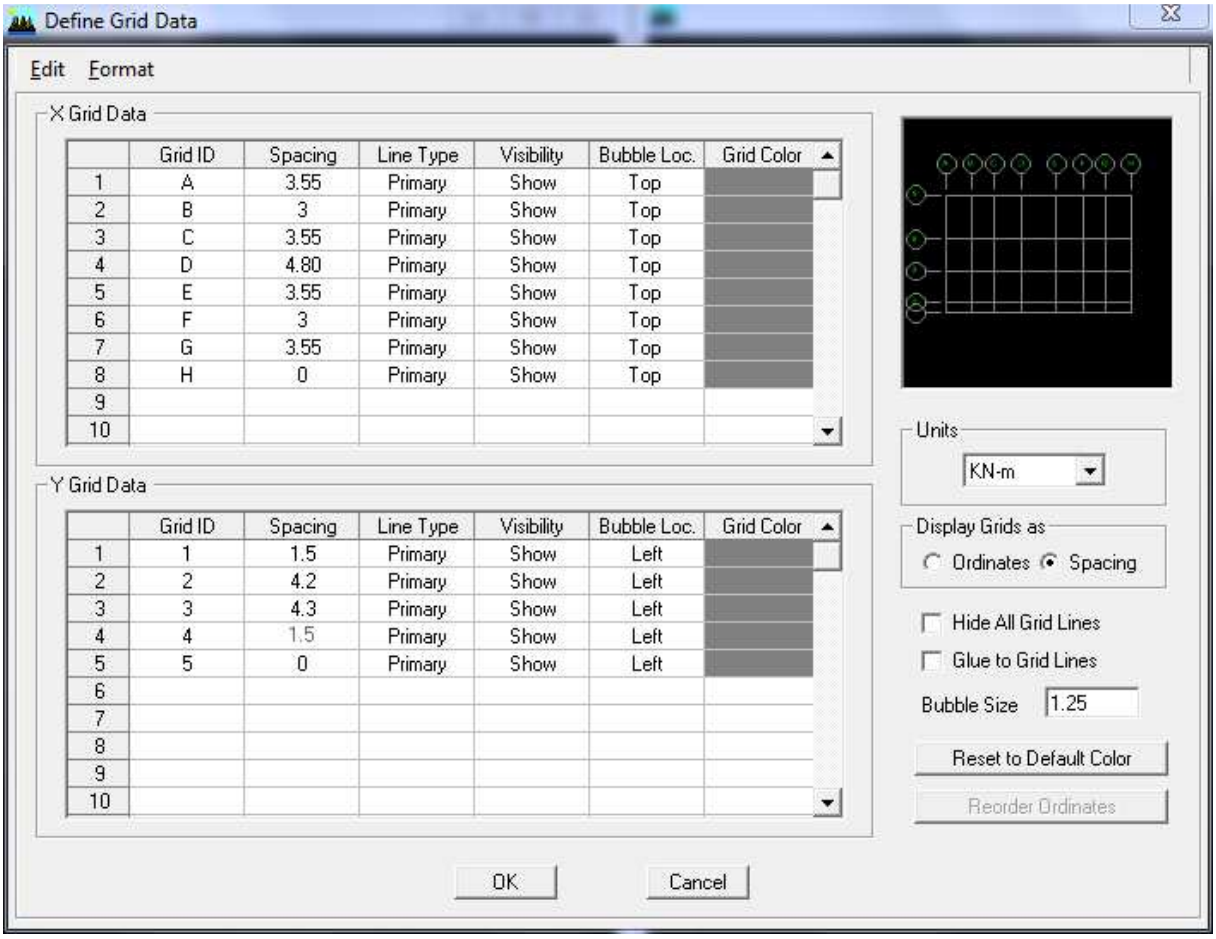
La hauteur de l'étage courant **(Typical Story Height).**

La hauteur de RDC **(Bottom Story Height).**

-Modification de la géométrie de la base

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system.**

-On introduit les distances cumulées et les niveaux



- pour modifier la hauteur d'étages. On clique sur le bouton droit de la sourie**, Edit Story data,** écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case

« **Label ».**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3,06	31,11	Yes		No	0,
10	STORY9	3,06	28,05	No	STORY10	No	0,
9	STORY8	3,06	24,99	No	STORY10	No	0,
8	STORY7	3,06	21,93	No	STORY10	No	0,
7	STORY6	3,06	18,87	No	STORY10	No	0,
6	STORY5	3,06	15,81	No	STORY10	No	0,
5	STORY4	3,06	12,75	No	STORY10	No	0,
4	STORY3	3,06	9,69	No	STORY10	No	0,
3	STORY2	3,06	6,63	No	STORY10	No	0,
2	STORY1	3,57	3,57	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height 3,06 Reset

Master Story No Reset

Simlar To NONE Reset

Splice Point No Reset

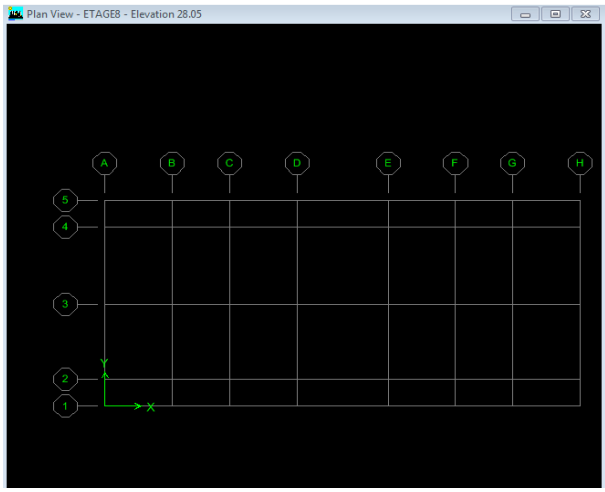
Splice Height 0 Reset

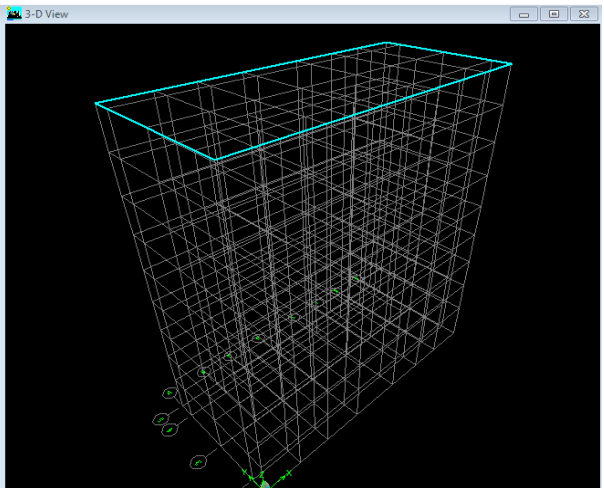
Units

Change Units KN-m

OK Cancel

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**





2) Deuxième étape :

-Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Add New Material.**

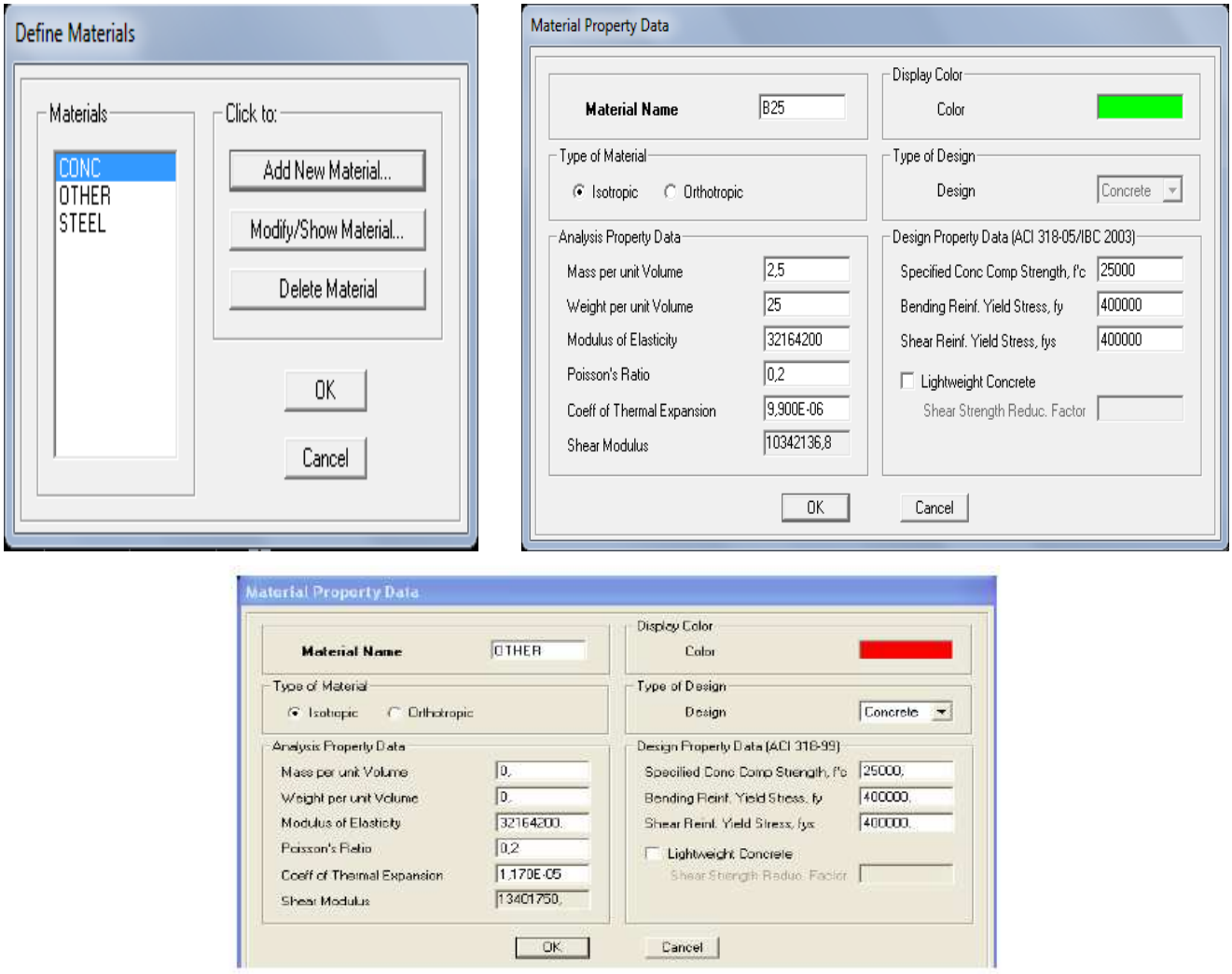


fig (V.13) : définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok.**

Remarque :

On à défini deux type de matériaux pour un but:

Que l'etabs n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on défini le matériau de cette dernier différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

3) Troisième étapes :

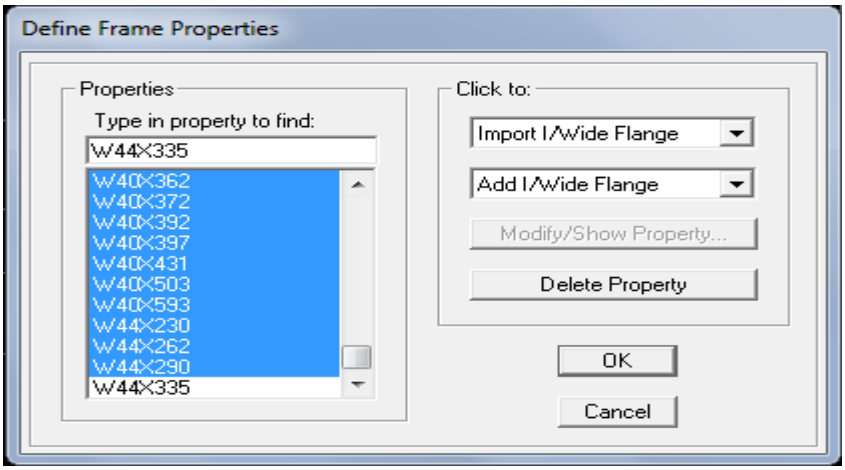
Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle pleine, plancher, voile...)

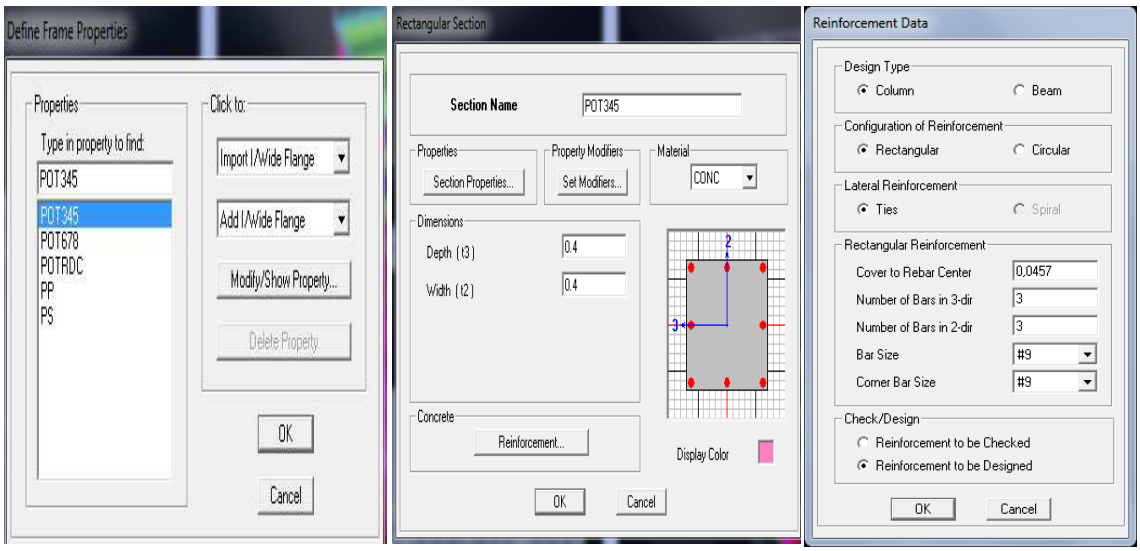
1 / poteaux et poutre : **Define/ Frame Sections**.

Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property.**

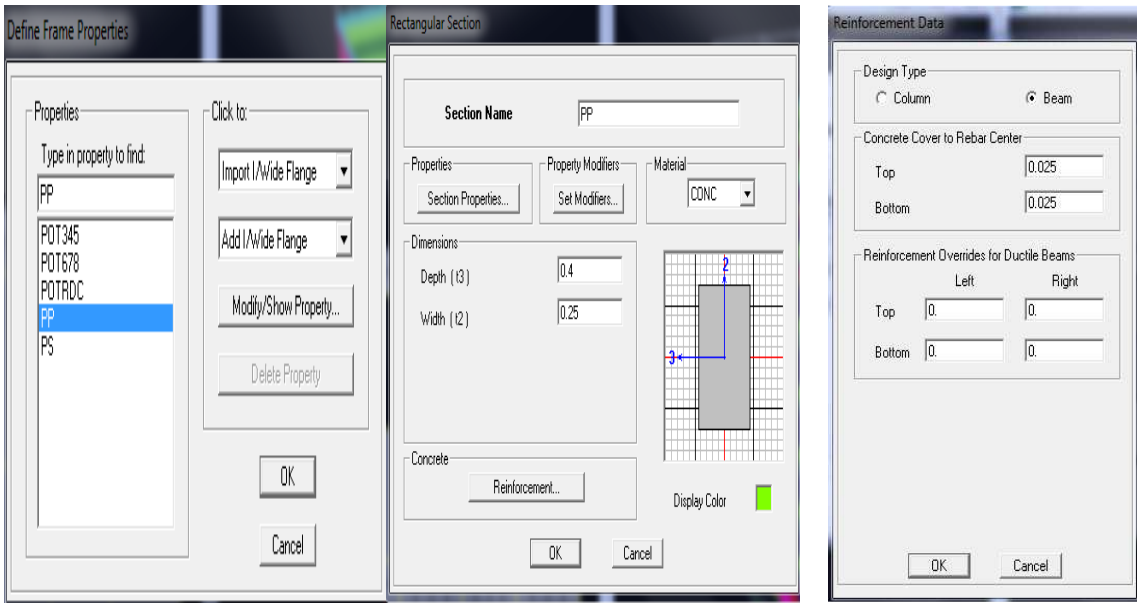
Icône **clik to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).



-Les poteaux : On clique sur **Reinforcement,** une fenêtre rienforcement s'ouvre on coche **Column.**

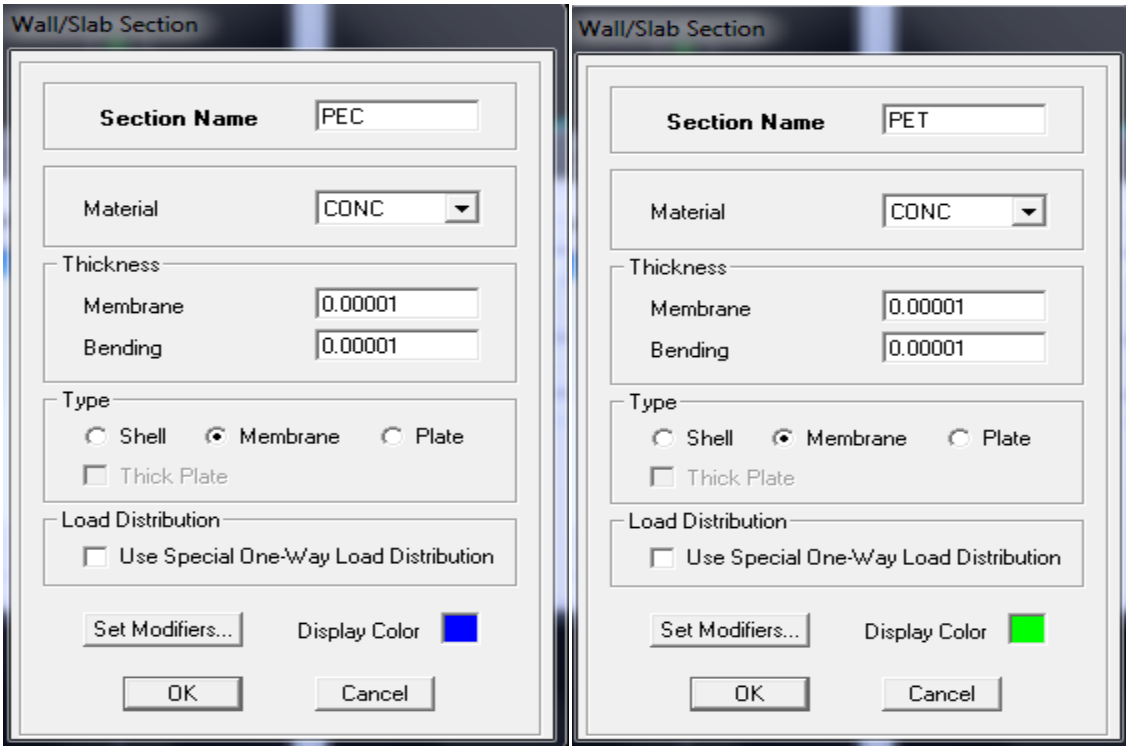


-Les poutres : On clique sur **Reinforcement,** une fenêtre rienforcement s'ouvre on coche **Beam.**



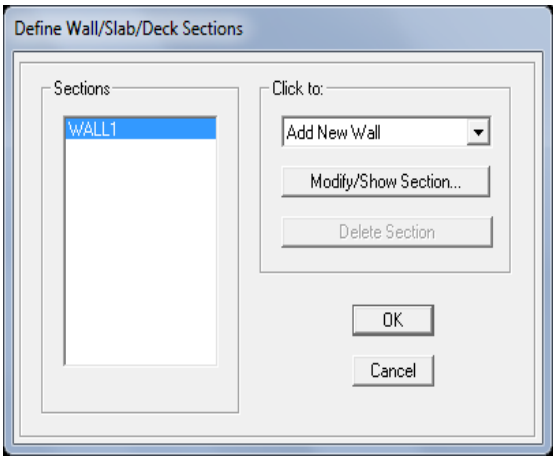
2/Bardage :

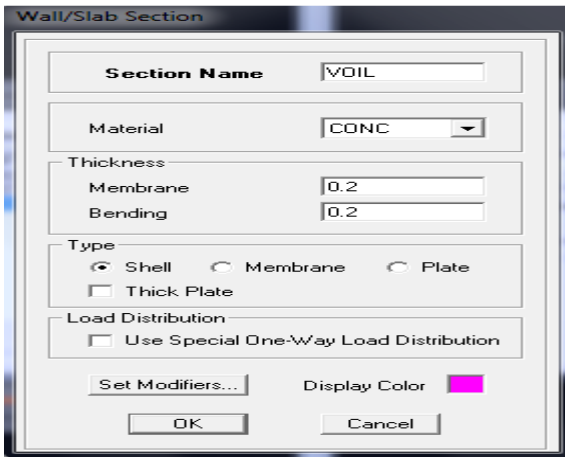
On clique sur **add new slable section Name :PEC (plancher etage courant) et PET (plancher terrasse) on select Membrane et bending avec une epaisseur de 0.00001 .**



3/dalle pleine, voile : Avec : **Wall (**voile**) ; Slab (**dalle plein**)**

Voiles :Define /Wall/Slab/Deck section :



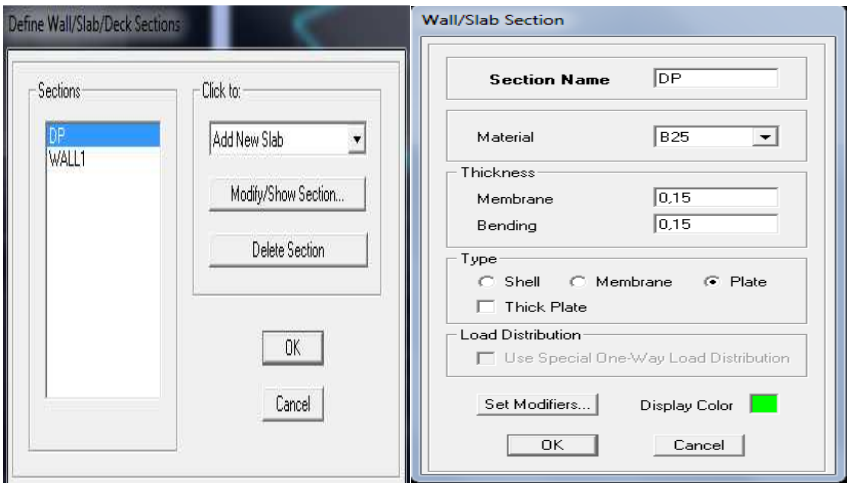


On clique sur **Add New Wall**

a) Dalles pleines :

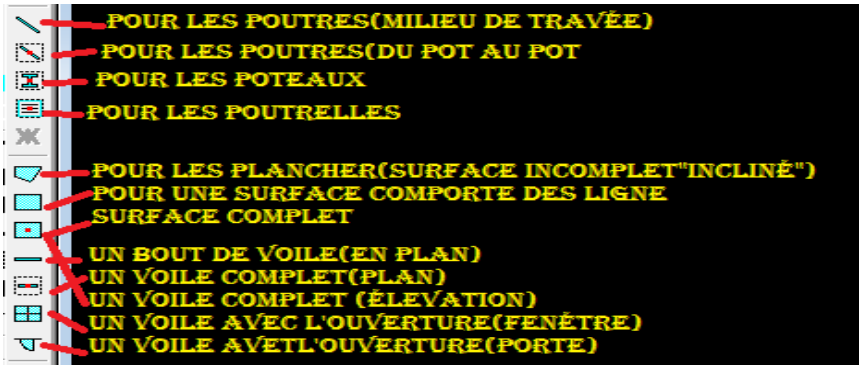
Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur **Add New Slab**



b) Dessins des éléments définis:

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



4) Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

-Charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.**

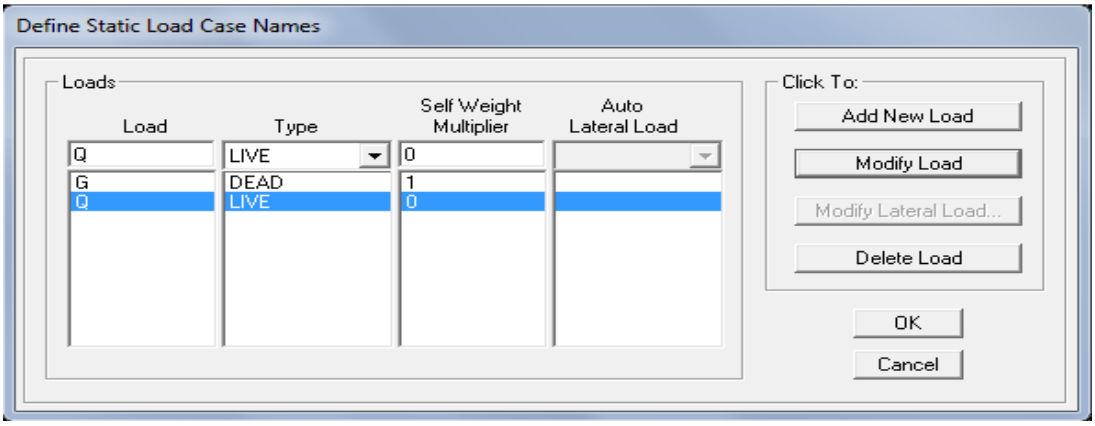
On introduit**:**

DEAD (**G**: permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): **1 /Modify load Load**

LIVE (Q: exploitation**)**

Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): **0 /Modify load Load /ok.**



-Affectation des charges

L'affectation des charges se fait par trios méthodes, soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien le portique (poutres et poteaux)

-Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleine, et pour se faire :

On sélectionne les dalles :

Assing ⟶ Shell/ Area Loads ⟶ Uniform.

Charger les poutrelles et les poutres secondaires:

Pour affectation des charges : je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et on clique sur l'icône ou bien **Assing ⟶ Frame Line/load ⟶ distribution ⟶ uniform load**

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.**

5) Cinquième étape : Définition de la 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 maximale d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation données pour des valeurs successives de périodes propres T.

$Q = 1 + \sum_1^6 pq$-**Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : **IIa** (Zone a sismicité moyenne)
Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants)
Coefficient de comportement : R=4 (Portiques contreventés par des voiles).
Site : **S3** (Site meuble)
Le pourcentage de l'amortissement : ξ= 10(%)

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

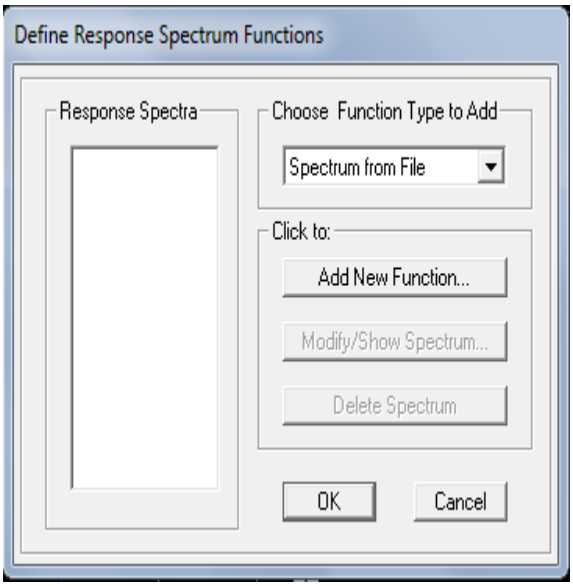
Critère q	P_q(sens x)		P_q(sens y)	
	observé	**Non observé**	**observé**	**Non observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/	/	0.05
2. Redondance en plan.	0	/	/	0.05
3. Régularité en plan.	0	/	0	/
4. Régularité en élévation.	0	/	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/	0	/

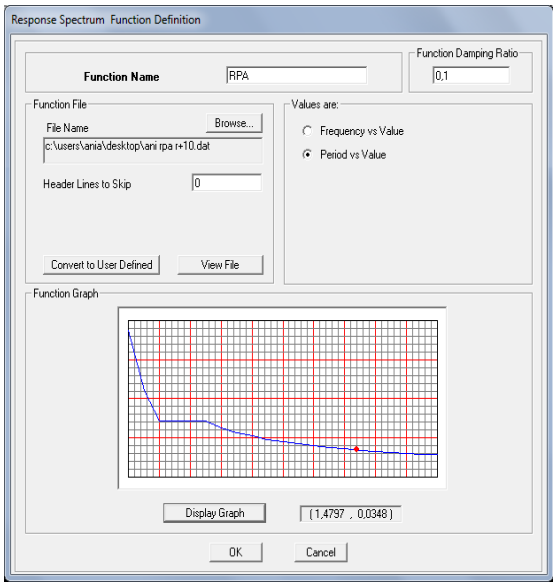
Tableau IV-1 : vérification des critère de qualité.

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Qx=1et Qy=1.10.

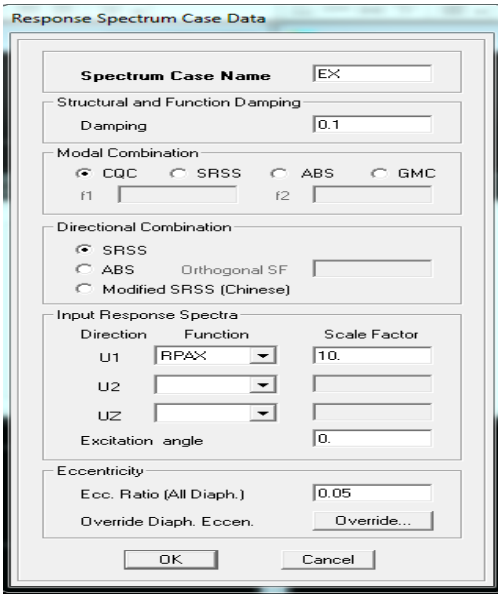
Défine ⟶ **Response Specrum** ⟶ **Functions choose fonction type to add Spertrum fromfile** ⟶ **à Function damping ratio** la valeur 0,1.

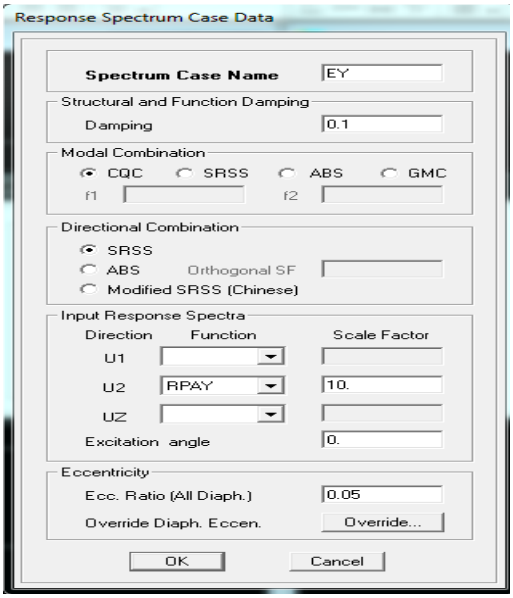




-Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define Reponses spectrum cases oubien **Add New Spectrum**





6) Sixième étape: Introduire des combinaisons d'actions :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

On clique sur **Define** ⟶ **load combination** ou bien on clique sur l'icône . Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU

(1,35 G+1,5Q) :

Choisir G dans la case **Name** et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add.**
Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add.**
Valider avec OK. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35G + 1,5Q.
ELS : G + Q.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G + Q ± E.
08GE : 0,8 G ± E.

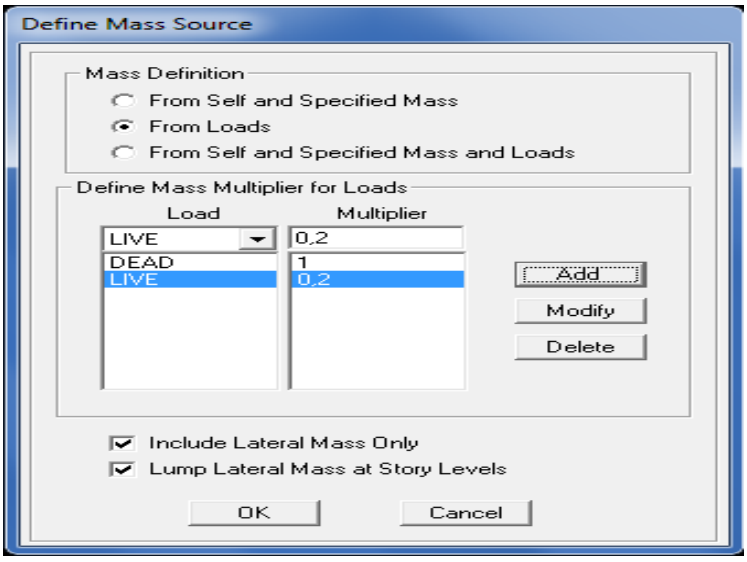
7) Septième étape : Définir l'action sismique :

La masse sismique est une masse vibrante qui excite pas le séisme, elle nous permit l'étude dynamique d'une manière automatique.
Dont cette masse égale

Wplacher = Gplancger + β Q plancher.

β: Coefficient de pondération, après le RPA ⟶ β=0,2
L'instruction à suivre :

Define / masse source ou bien on clique sur cette icône



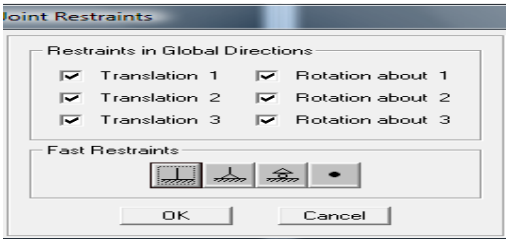
9) Huitième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

-Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur:

Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).



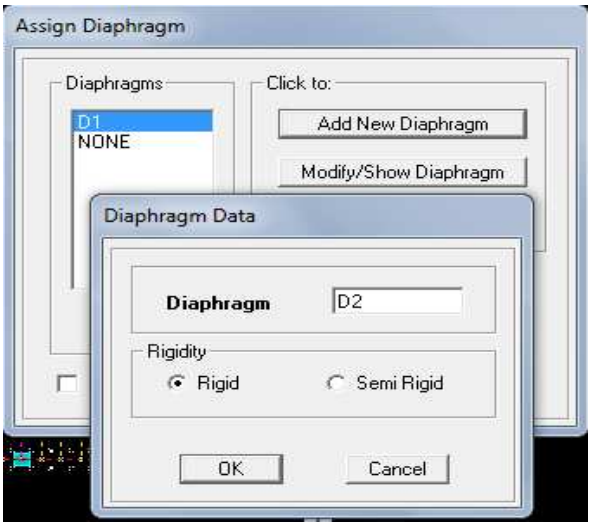
-Diaphragme :

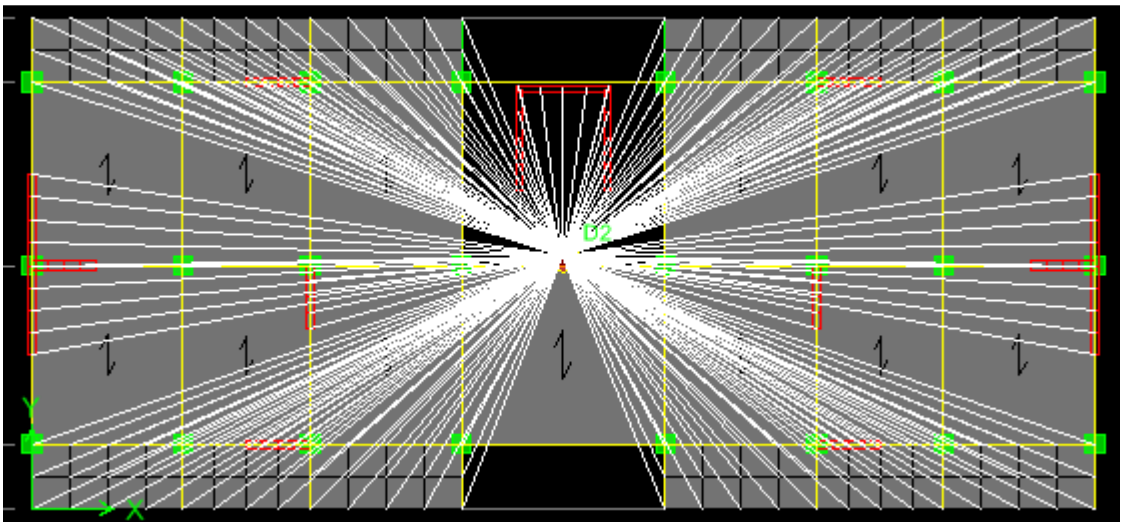
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

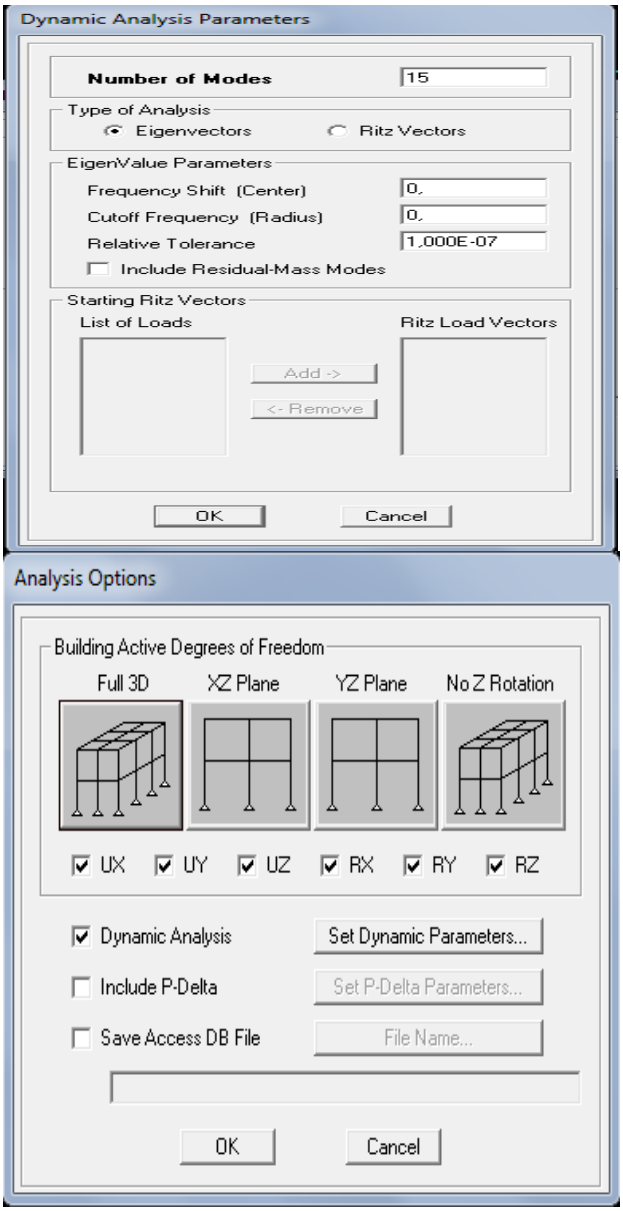
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2** ; **D3** ;…….. ; **D12.**


Assign Diaphragm
Diaphragms
D1
NONE
Click to:
Add New Diaphragm
Modify/Show Diaphragm
Diaphragm Data
Diaphragm
D2
Rigidity
Rigid
Semi Rigid
OK
Cancel


D2



- 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 **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

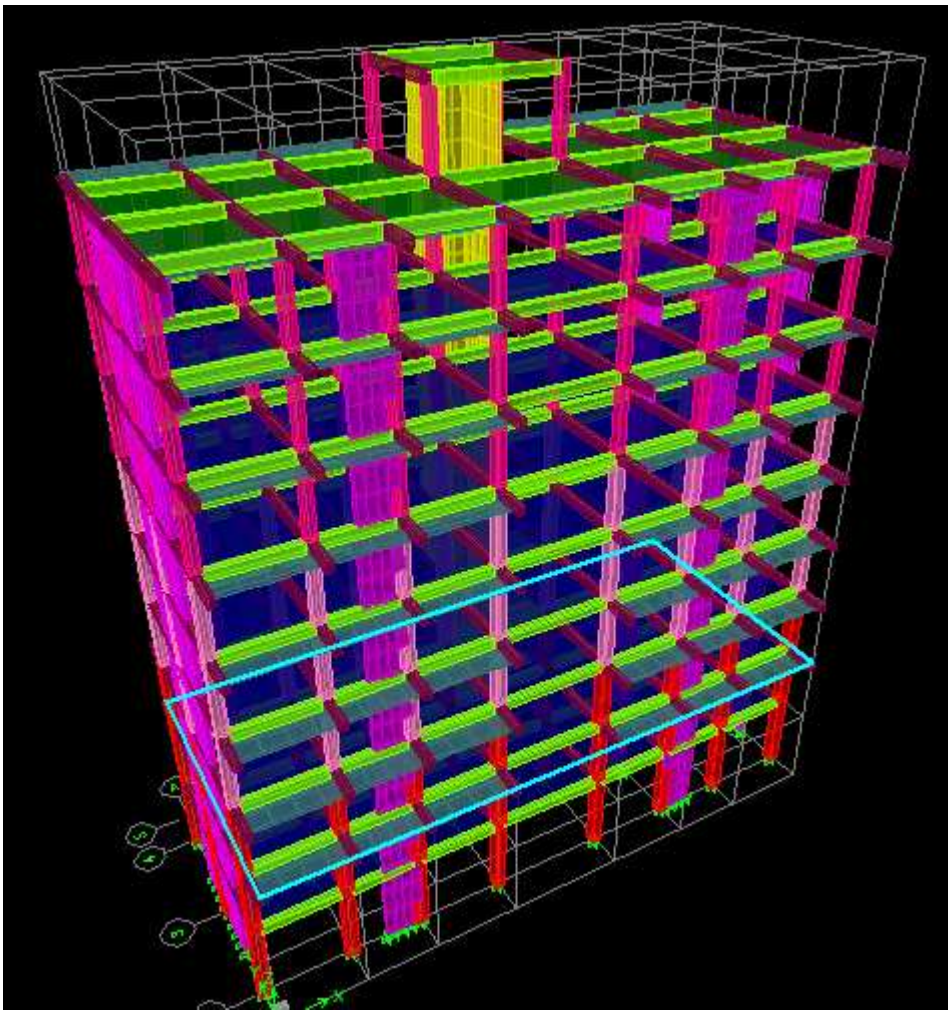


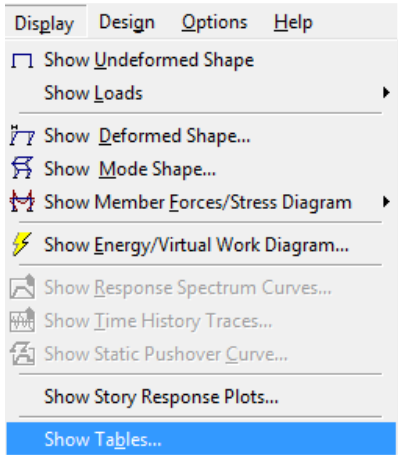
Fig IV.4 . vu en trois dimensions de la structure.

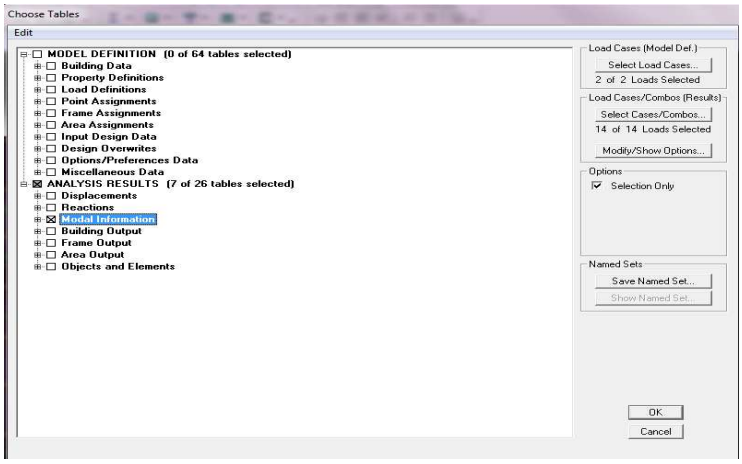
9) Neuvième étape :

A) Visualisation des résultats :

1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables,** on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information» OK .**





Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant:

Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal **participacing mass ratios.**

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,848192	0,0000	71,6306	0,0000	0,0000	71,6306	0,0000	98,8890
2	0,844182	75,6351	0,0000	0,0000	75,6351	71,6306	0,0000	0,0000
3	0,624219	0,0004	0,0000	0,0000	75,6355	71,6306	0,0000	0,0000
4	0,254615	13,7094	0,0000	0,0000	89,3449	71,6306	0,0000	0,0000
5	0,215929	0,0000	15,8127	0,0000	89,3449	87,4434	0,0000	0,7074
6	0,160800	0,0000	1,4136	0,0000	89,3449	88,8569	0,0000	0,0987
7	0,157174	0,0878	0,0000	0,0000	89,4328	88,8570	0,0000	0,0000
8	0,151656	0,7035	0,0000	0,0000	90,1363	88,8570	0,0000	0,0000
9	0,144214	0,0372	0,0000	0,0000	90,1735	88,8570	0,0000	0,0000
10	0,119798	4,5450	0,0000	0,0000	94,7185	88,8570	0,0000	0,0000
11	0,089928	0,0000	5,8588	0,0000	94,7185	94,7158	0,0000	0,2401
12	0,072390	2,3962	0,0000	0,0000	97,1146	94,7158	0,0000	0,0000

OK

Tableau IV.2 .Période et participation massique.

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représentées.

Les résultats trouvés sont représentés sous forme d'un tableau (voir chapitre VI)**.**

2) L'excentricité :

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables,** puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

Analyse resultas / Bulding output / OK.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	D1	241,7564	241,7564	12,500	5,740	241,7564	241,7564	12,500
ETAGE1	D2	283,6608	283,6608	12,500	5,733	283,6608	283,6608	12,500
ETAGE2	D3	279,6824	279,6824	12,500	5,733	279,6824	279,6824	12,500
ETAGE3	D4	276,2393	276,2393	12,500	5,733	276,2393	276,2393	12,500
ETAGE4	D5	276,2393	276,2393	12,500	5,733	276,2393	276,2393	12,500
ETAGE5	D6	272,7289	272,7289	12,500	5,733	272,7289	272,7289	12,500
ETAGE6	D7	269,7539	269,7539	12,500	5,733	269,7539	269,7539	12,500
ETAGE7	D8	269,7539	269,7539	12,500	5,733	269,7539	269,7539	12,500
ETAGE8	D9	257,3200	257,3200	12,514	5,660	257,3200	257,3200	12,514
ETAGE 9	D10	19,9885	19,9885	12,500	7,850	19,9885	19,9885	12,500

OK

Fig IV.5.centre masse et rigidité.

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit Copy entire table** pour le copier à l'Excel
Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI)**.**

3) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **display/ show tables** on coche **Modal information/ Response Spectrum Base Reaction** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX ou EY » OK.OK.**

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

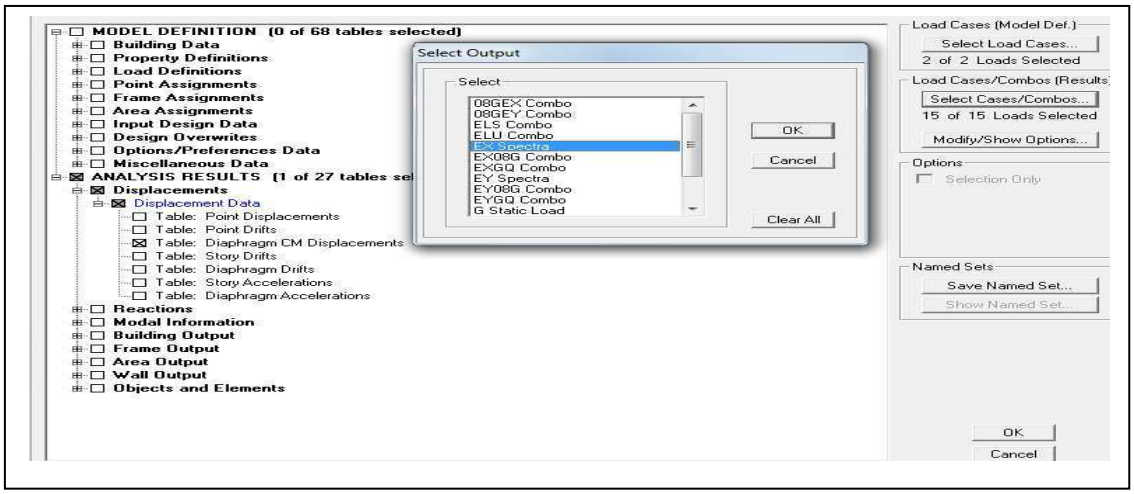
4) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Pour déterminer ces déplacements (pour le sens **x-x)** avec **ETABS** on doit suivre le Cheminement suivant : **Display / show tables**

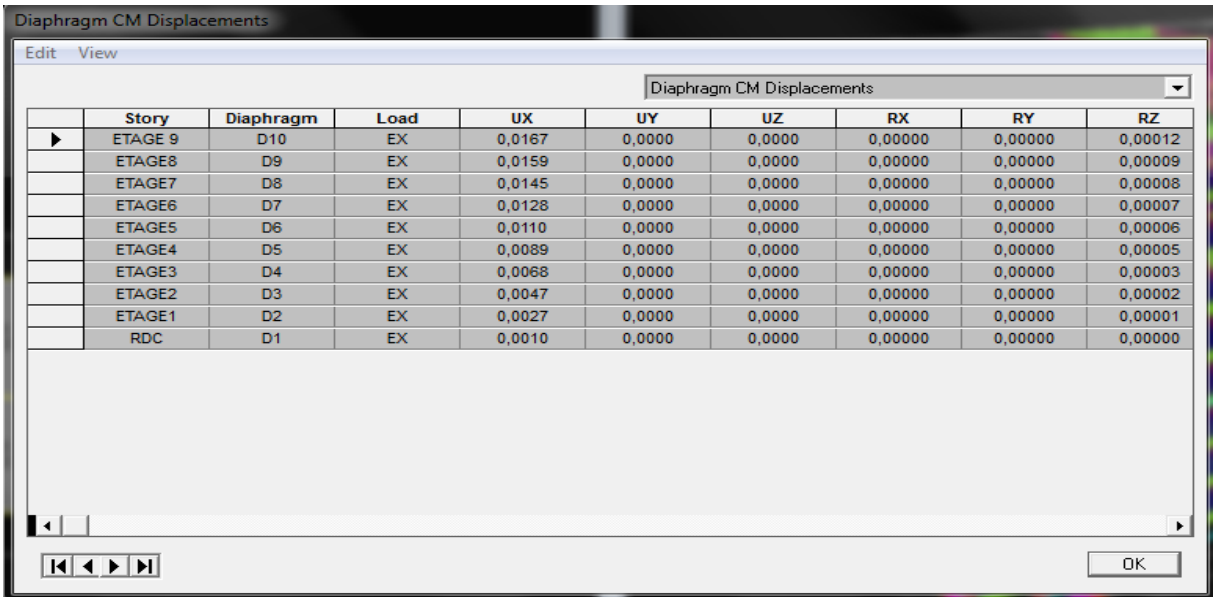
une fenêtre qui s'affiche qui est la suivante :

Analysis results / displacements / displacement data /

Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK.



Ensuite un tableau des résultats qui s'affiche qui est le suivant :



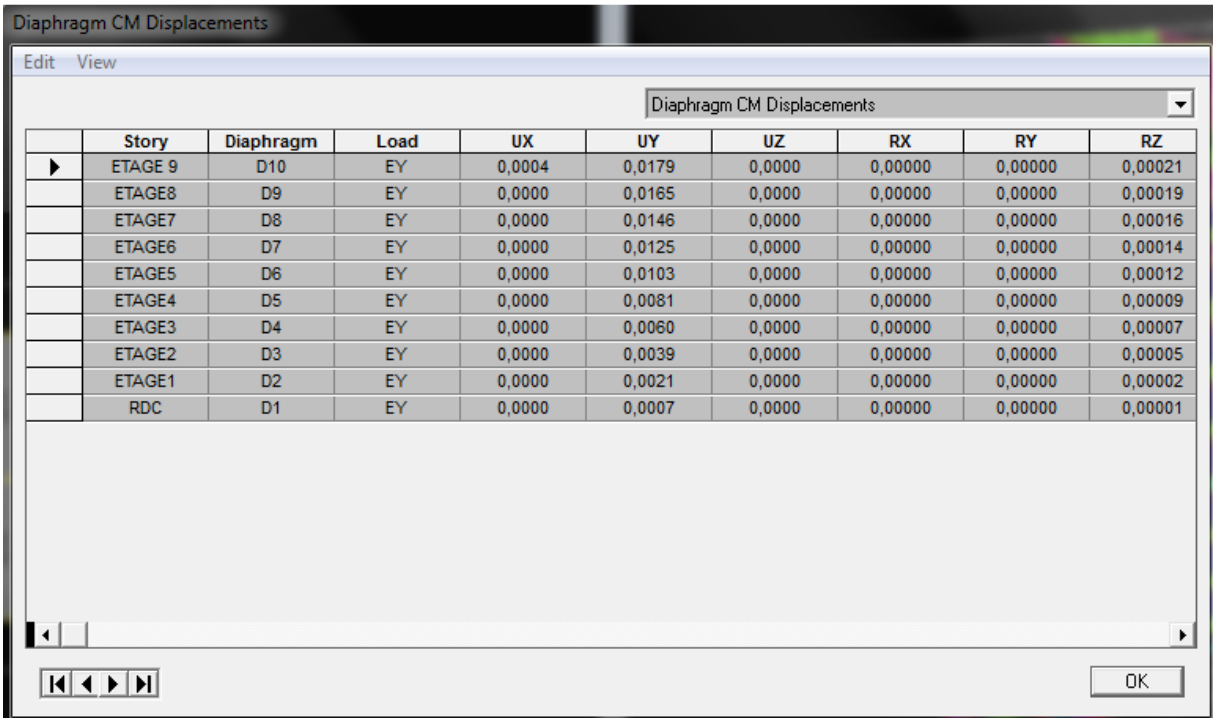
Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE 9	D10	EX	0,0167	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ETAGE8	D9	EX	0,0159	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ETAGE7	D8	EX	0,0145	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ETAGE6	D7	EX	0,0128	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE5	D6	EX	0,0110	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ETAGE4	D5	EX	0,0089	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETAGE3	D4	EX	0,0068	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ETAGE2	D3	EX	0,0047	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ETAGE1	D2	EX	0,0027	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

OK



Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE 9	D10	EY	0,0004	0,0179	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
ETAGE8	D9	EY	0,0000	0,0165	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
ETAGE7	D8	EY	0,0000	0,0146	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ETAGE6	D7	EY	0,0000	0,0125	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ETAGE5	D6	EY	0,0000	0,0103	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ETAGE4	D5	EY	0,0000	0,0081	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ETAGE3	D4	EY	0,0000	0,0060	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE2	D3	EY	0,0000	0,0039	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETAGE1	D2	EY	0,0000	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	D1	EY	0,0000	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

Une fois le tableau est affiché on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais on sélectionne cette fois si la comb Ey).Ou bien on sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

4) Etude du contreventement :

La disposition des voiles

Vu en plan :

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par **l'ETABS.**

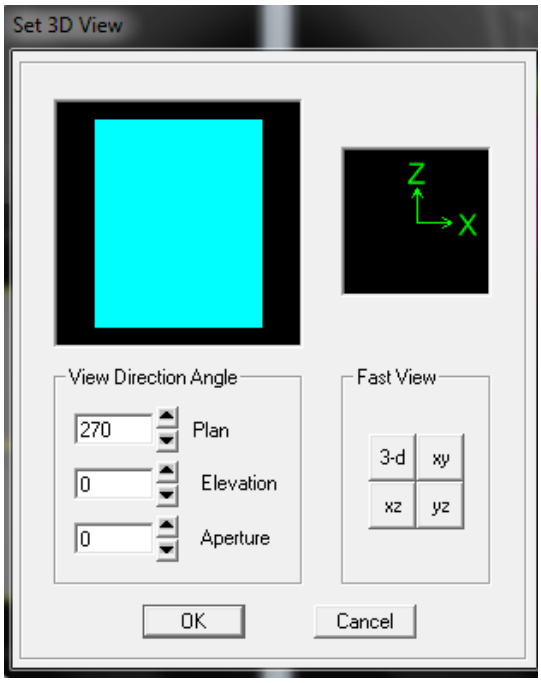
Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

1ére étape :

Display ⟶ show déformation shop

Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **EX** ou **EY** dans la case **load** puis **OK.**

2éme étape :

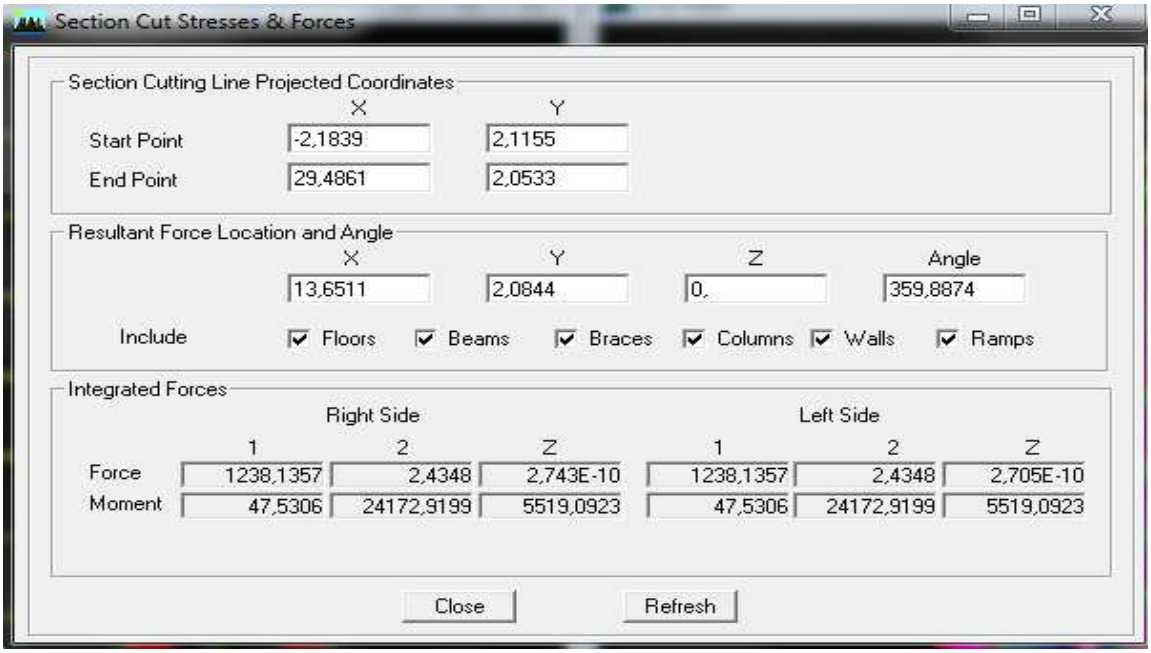


Une fois la fenêtre est affiché on coche la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK.**

3éme étape :

Draw⟶ Draw Section Cut

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivants :



Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donnée la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donnée la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axeY.
- Décocher toutes les cases sauf celle **colomns** et **walls** pour déduire le chargement global reprit par les voiles et les portique**s.**

Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **Left Side**

- l'axe **1** Effort horizontale suivant **(XX).**
- l'axe **2** Effort horizontale suivant **(YY).**

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **colomn** et on relève les valeurs de l'efforts reprit par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts reprit par les voiles uniquement ainsi que l'effort reprit par les portiques.

6) Efforts internes dans les éléments structuraux :

a) Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Les combinaisons **: G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

b) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display⟶ Show tables

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**

Les combinaisons **: G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

c) Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les combinaisons **: G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

CHAPITRE V :

VERIFICATION DE RPA.

1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Pour cela, **RPA** prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à mesurer un degré de protection acceptable.

2) Exposé de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour 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.

a) - Spectre de réponse de calcul (RPA99version2003/ Art 4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

$\frac{Sa}{g}$

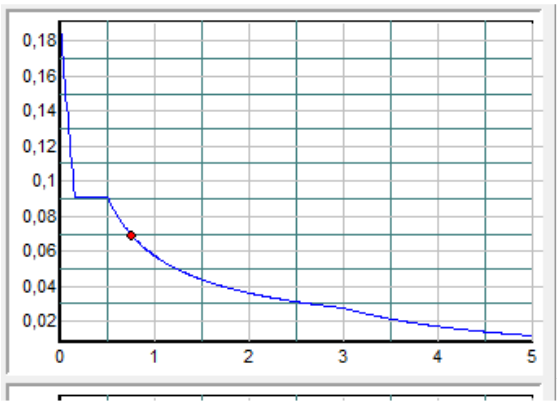


Fig V-1 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.01 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. Formule (4-4)

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA99version 2003/Tableau 4.1)].

R = 4 **[** Portique contreventés par des voiles (RPA99version 2003/Art 4.3.3. Tableau 4.3)].

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7.$

T_1 = 0,15 sec ; **T_2** = 0,50 sec. [site S3 (RPA99version 2003/Art 4.3.3. Tableau 4.7)].

b) - Calcul du facteur de qualité Q :

-Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :(RPA99version2003/Art 4.2.3. Tableau 4.4)

Sens transversal :

Critére **q**	Pénalité $\mathbf{P_q}$
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V- 1 : les valeurs de pénalités selon x-x

Qx = 1 + (0 + 0+ 0 + 0 + 0 + 0) = 1

-Sens longitudinal :

Critére **q**	Pénalité $\mathbf{P_q}$
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V- 2 : les valeurs de pénalités selon y-y

Qy = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,1

c) - Nombre de modes à considérer :

-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0{,}20$ sec (RPA99Version2003/Art 4.3.4)

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

Dans notre cas N=9 niveaux $\Rightarrow K \geq (3x\sqrt{9} = 9)$

Donc : **K = 12** modes, **T_K = 0,0723 ≤ 0,20 sec.**

d) - l'exentricité :

D'après le **RPA 99/Art 4.2.7**, pour toutes les structures comportant des planchers à diaphragmes rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans (e_x, e_y) :

$$\begin{cases} e_x < 5\,\% \, Lx \\ e_y < 5\,\% \, L_y \end{cases}$$

-Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0{,}05 \times 25{,}29 = 1{,}264$ m

$e_y = 0{,}05 \times 11{,}50 = 0{,}575$m

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle		Vérification
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	ex	ey	
RDC	12,5	5,74	12,5	5,72	0	0,02	1,264	0,575	cv
étage 1	12,5	5,733	12,5	5,721	0	0,012			cv
étage 2	12,5	5,733	12,5	5,728	0	0,005			cv
étage 3	12,5	5,733	12,5	5,735	0	0,002			cv
étage 4	12,5	5,733	12,5	5,74	0	0,007			cv
étage 5	12,5	5,733	12,5	5,745	0	0,012			cv
étage 6	12,5	5,733	12,5	5,749	0	0,016			cv
étage 7	12,5	5,733	12,5	5,752	0	0,019			cv
étage 8	12,514	5,66	12,5	5,755	0,014	0,095			cv
étage 9	12,5	7,86	12,5	7,76	0	0,09			cv

Tableau V- 3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

e) - La période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}}$$

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 est donné par le RPA99 (tableau 4.6).

Avec :

h_N = 31,11m et C_T=0,05

T=0,05x $(31,11)^{3/4}$ = 0,658s.

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (RPA 2003/Art 4.2.4)

T = 1,3 x 0,658 = 0,855 sec > T_{ETABS} = 0,84 sec **……..Condition vérifiée.**

f) - Participation massique et le nombre de modes à considérer : RPA99/Art 4.3.4.

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, et le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Nous avons 12 modes à considérer.

Mode	Period	SumUX %	SumUY %
1	0,848192	0	71,6306
2	0,844182	75,6351	71,6306
3	0,624219	75,6355	71,6306
4	0,254615	89,3449	71,6306
5	0,215929	89,3449	87,4434
6	0,1608	89,3449	88,8569
7	0,157174	89,4328	88,857
8	0,151656	90,1363	88,857
9	0,144214	90,1735	88,857
10	0,119798	94,7185	88,857
11	0,089928	94,7185	94,7158
12	0,07239	97,1146	94,7158

Tableau V- 4 : périodes et participations massiques

g) - Vérification de la résultante des forces sismiques :(RPA 99version2003/Art 4.3.6) :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base '$\mathbf{V_t}$' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente** (**RPA99version 2003 /Art 4.2**).

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} W$$

- **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le **(RPA99version 2003/Art 4.2.3. Tableau 4.1)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :**A= 0,15**
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_1= 0,15, T_2 = 0,50 (RPA/Tableau 4.7)

η : donné par la formule :

-ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Selon RPA Art 4.3.3 $\boldsymbol{\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7}$

Quand : $\boldsymbol{\xi = 10\%,}$ on a : $\boldsymbol{\eta = 0,76}$ Cv.

T : donnée par la formule empirique.(RPA2003/Art 4.2.4)

$T_{empérique} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4}\right\}$ = 0,55 s ; avec h_N = 31,11 m, Lx = 25,29 m, C_T = 0,05

$T_{empérique} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4}\right\}$ = 0,658 s ; avec h_N = 31,11 m, Ly = 11,50 m, C_T = 0,05

Donc :

$$D = 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} \qquad T_2 \le T \le 3.0s\,.$$

D'où :

$$\mathbf{Dx} = 2.5\eta\left(T_2/Tx\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}76$$

$$\mathbf{Dy} = 2.5\eta\left(T_2/Ty\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}58$$

-R : le coefficient de comportement global de la structure **(RPA99version 2003/Tableau 4.3)**

R=4

-Q : facteur de qualité **(RPA99version2003/Art 4.2.3) :**

Qx = 1 et Qy = 1,1

-W : poids total de la structure, donné par **ETABS :**

$W_{i=}\ W_{Gi} + \beta\ W_{Qi} \Longrightarrow$ **W = 24772,29KN**

$$V_x = \frac{A.D_X.Q}{R}.W = \frac{0{,}15\times 1{,}76\times 1}{4}\times 24772{,}29 = 1634{,}97\,KN$$

0,8Vx = 1307,97 KN

$$V_y = \frac{A.D_Y.Q}{R}.W = \frac{0{,}15\times 1{,}58\times 1{,}1}{4}\times 24772{,}29 = 1614{,}53\,KN$$

0,8Vy = 1291,62KN

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$\begin{cases} V_x = 1343{,}23 \text{ KN.} \\ V_y = 1298{,}36 \text{ KN.} \end{cases}$

Vx_{dyn}=1343,23 > 80% **Vx =1307,97 KN**.....**Condition vérifiée.**

Vy_{dyn}=1298,36 > 80% **Vy = 1291,62 KN**.....**Condition vérifiée.**

h) - Vérification des déplacements :

le déplacement relatif (RPA 99version2003/Art 4.43)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99/Version 2003/Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% \, h_e$$

-Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	**Sens longitudinal** : X		**Sens transversal**: Y		1%h(m)	Conditions
	δ_k (m)	Δ_k(m)	δ_k (m)	Δ_k(m)		
ETAGE 9	0,018	0,0194	0,0008	0,0016	0,0306	vérifiée
ETAGE8	0,0172	0,0178	0,0016	0,0021	0,0306	vérifiée
ETAGE7	0,0156	0,0157	0,0017	0,0022	0,0306	vérifiée
ETAGE6	0,0139	0,0135	0,0021	0,0023	0,0306	vérifiée
ETAGE5	0,0118	0,0112	0,0021	0,0024	0,0306	vérifiée
ETAGE4	0,0097	0,0088	0,0023	0,0024	0,0306	vérifiée
ETAGE3	0,0074	0,0064	0,0024	0,0022	0,0306	vérifiée
ETAGE2	0,005	0,0042	0,0021	0,0019	0,0306	vérifiée
ETAGE1	0,0029	0,0023	0,0018	0,0015	0,0306	vérifiée
RDC	0,0011	0,0008	0,0011	0,0008	0,0357	vérifiée

Tableau V- 6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

i) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/Art 5.9).

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{h_k \times V_k} \leq 0{,}1$ P_k : poids total de la structure.

V_k : effort tranchant d'étage considéré.

H_k : hauteur de l'étage k.

			Sens x-x				Sens y-y			
Niveaux	P(KN)	h_k	Δk(m)	Vkx	θ_ξ	Obs	Δk(m)	Vky	θ_ξ	Obs
ETAGE 9	180,56	3,06	0,0194	30,62	0,037	vérifiée	0,0016	39,04	0,002	vérifiée
ETAGE8	2490,22	3,06	0,0178	318,92	0,045	vérifiée	0,0021	334,27	0,005	vérifiée
ETAGE7	5172,35	3,06	0,0157	549,68	0,048	vérifiée	0,0022	561,83	0,006	vérifiée
ETAGE6	7854,48	3,06	0,0135	739,72	0,046	vérifiée	0,0023	734,61	0,008	vérifiée
ETAGE5	10536,62	3,06	0,0112	900,84	0,042	vérifiée	0,0024	886,82	0,009	vérifiée
ETAGE4	13287,6	3,06	0,0088	1038,12	0,036	vérifiée	0,0024	1017,68	0,010	vérifiée
ETAGE3	16038,58	3,06	0,0064	1154,42	0,029	vérifiée	0,0022	1119,4	0,010	vérifiée
ETAGE2	18789,56	3,06	0,0042	1244,79	0,020	vérifiée	0,0019	1202,9	0,009	vérifiée
ETAGE1	21618,57	3,06	0,0023	1312,77	0,012	vérifiée	0,0015	1270,02	0,008	vérifiée
RDC	23972,63	3,57	0,0008	1343,23	0,003	vérifiée	0,0008	1298,36	0,004	vérifiée

Tableau V- 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

On constate que θx et θy sont inférieurs à **0,1**. Donc l'effet du second ordre peut être négligé.

g) vérification des efforts normaux pour les poteaux :

Selon le RPA99 modifié en 2003 (**Art.7.4.3.1.**), outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dû auséisme, l'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou` :

V : effort normal réduit.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

A partir du logiciel Etabs on tir N_d, on respectant les étapes suivantes :

$N_{d=}$1346.87KN

V = $\frac{1346.87}{(0.45*0.45)*25000} = 0.26 \leq 0.3$ condition vérifiée.

k) calcul du pourcentage de participation des voiles :

Le logiciel ETABS nous permit d'obtenir les résultats suivantes :

-Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : **1238.12KN.**

Efforts repris par les portiques : **899.08KN.**

Efforts repris par les voiles : **339.35KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **27.40%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **72.61%**

-Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble :**1196.77 KN.**
Efforts repris par les portiques : **1034.96KN.**
Efforts repris par les voiles : **161.94KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **13.53 %**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble :**86,47%**

Conclusion : On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **70%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4_b** : portique contreventé par des voiles.

CHAPITRE VI :

FERRAILLGE DES ELEMENTS.

VI-1) Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

a- 1,35 G +1,5 Q ELU

b- G + Q ELS

c- 0,8 G ± E RPA 2003

d- G + Q ± E RPA 2003

et des effets des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

-Effort normal maximal et le moment correspondant.

-Effort normal minimal et le moment correspondant.

-Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

1) Recommandation du(RPA 99 version 2003/Art 7.4.2):

- Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence(HA), droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø(Zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

-Les armatures longitudinales : (RPA 99version2003/Art 7.4.2.1)

-Le pourcentage minimal sera de 0,8%(zone II_a) :

-Poteaux (45×45) $A_{min} = 0{,}008\times45\times45 = 16{,}2cm^2$

-Poteaux (40×40) $A_{min} = 0{,}008\times40\times40 = 12{,}8cm^2$

-Poteaux (35×35) $A_{min} = 0{,}008\times35\times35 = 9{,}8cm^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera :

-Poteaux (45×45) $A_{max} = 0{,}04\times45\times45 = 81cm^2$

-Poteaux (40×40) $A_{max} = 0{,}04\times40\times40 = 64cm^2$

-Poteaux (35×35) $A_{max} = 0{,}04\times35\times35 = 49cm^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :

-Poteaux (45×45) $A_{max}=0{,}06\times45\times45= 121{,}5cm^2$

-Poteaux (40×40) $A_{max}=0{,}06\times40\times40= 96cm^2$

-Poteaux (35×35) $A_{max}=0{,}06\times35\times35= 73.5cm^2$

-Les armatures transversales (RPA 99version2003/Art 7.4.2.2) :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a v_u}{h_t f_e}$$

$V_{u\,:}$ effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2{,}5 \ \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \ \rightarrow \ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: l'elancement géometrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}, 15cm\right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq 15\emptyset_l^{min} \text{ en zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l^{min}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \textit{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°ayant une longueur

droite de $10\emptyset_{min}$.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\emptyset_{cheminées}$> 12mm, pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des

Poteaux

2) Calcul du ferraillage :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

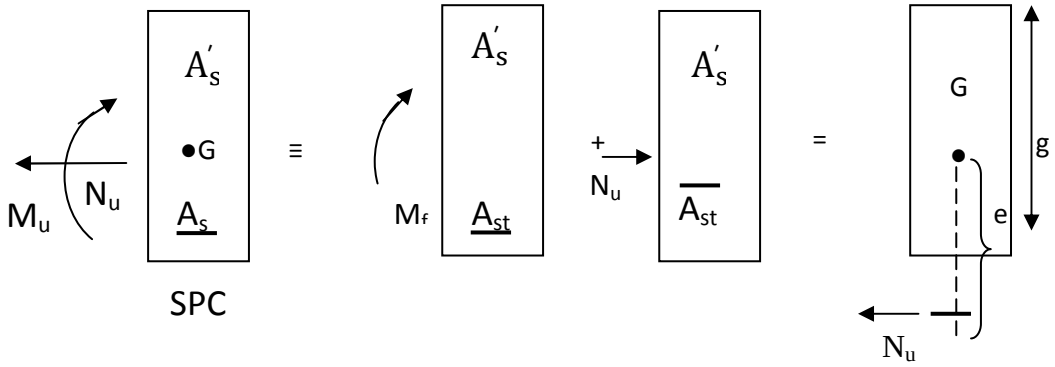
$(d - C)N_U - M_f \leq (0{,}337h - 0{,}81c)bh^2 f_{bc} \longrightarrow$ Section rectangulaire.

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

-Déterminations des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u\left(\frac{h}{2} - C + e\right) = M_U + N_u\left(\frac{h}{2} - C\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{avec } f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu < \mu_l = 0{,}392$ section simplement armée (SSA)et (A'=0)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \qquad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}\begin{cases}(+)\text{si N: effort de traction}\\(-)\text{si N: effort de compression}\end{cases}$$

Si $\mu > \mu_l = 0{,}392$ section doublement armée (SDA) et (A'≠0).on calcul :

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^er^cas :

$$(0{,}337 \times h - 0{,}81c')bh^2 f_{bc} < N_u(d-c') - M_f < (0{,}5h - c')b\,h\,f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s = \frac{N - 100 \times \Psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A_s = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0{,}3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2\, f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^eme^cas :

$$\text{Si: } N_u \times (d-c') - M_f \geq (0{,}5h - c')bhf_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_U - (d-0{,}5h)bhf_{bc}}{(d-c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_U}{N_U}$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera.

$$A = \frac{N_U - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

N.B : SOCOTEC est un logicielle de calcul des sections d'armatures pour des sections rectangulaire**,** et les contraintes dans le béton et les aciers.

SENS	Zone	Sollicitation	h=b (m)	N (Kn)	M (Kn.m)	e (m)	h/2-c (m)	Obs	As (cm²)	As' (cm²)	A_{min} (cm²)	Ferraillage	A(adoptée) (cm²)
X-X	45*45	ELU	0,45	1615,01	1,032	0,0006	0,205	SEC	(0)	0	16,2	4HA20+4HA16	20,61
		0,8GEX	0,45	189,13	0,756	0,0040	0,205	SEC	(0)	0			
		GQEY	0,45	81,2	57,278	0,7054	0,205	SEC	2,36	0			
	40*40	ELU	0,4	1062,22	1,495	0,0014	0,18	SEC	(0)	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		0,8GEY	0,4	73,01	18,286	0,2505	0,18	SPC	0,27	0			
		GQEY	0,4	64,15	56,131	0,8750	0,18	SPC	2,98	0			
	35*35	ELU	0,35	557,44	17,928	0,0322	0,155	SEC	(0)	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		0,8GEY	0,35	16,21	13,333	0,8225	0,155	SPC	0,81	0			
		GQEY	0,35	31,1	49,967	1,6067	0,155	SPC	3,52	0			
Y-Y	45*45	ELU	0,45	1615,01	0,762	0,0005	0,205	SEC	(0)	0	16,2	4HA20+4HA16	20,61
		0,8GEX	0,45	189,13	5,285	0,0279	0,205	SEC	(0)	0			
		GQEX	0,45	411,88	74,78	0,1816	0,205	SEC	(0)	0			
	40*40	ELU	0,4	1062,22	6,132	0,0058	0,18	SEC	(0)	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		0,8GEY	0,4	73,01	11,079	0,1517	0,18	SEC	(0)	0			
		GQEX	0,4	280,94	65,784	0,2342	0,18	SPC	1,02	0			
	35*35	ELU	0,35	557,44	8,892	0,0160	0,155	SEC	(0)	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		0,8GEY	0,35	16,21	12,009	0,7408	0,155	SPC	0,70	0			
		GQEX	0,35	280,94	65,754	0,2340	0,155	SPC	1,89	0			

Tableau VI.1.1 . ferraillage des poteaux à l'ELU.

Vérification des contraintes à ELS : Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC:

Zone	sense	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	e_s (m)	Nature	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
45x45	x-x	N_{max}=1175,13	M_{cor}=0,743	0,0006	SEC	5,21	5,13	15	78	77	400	vérifiée
		N_{min}=242	M_{cor}=0,203	0,0008	SEC	1,07	1,05		16,1	15,8		vérifiée
		N_{cor} =890,21	M_{max}=18,759	0,0210	SEC	4,86	2,97		71,7	45,8		vérifiée
	y-y	N_{max}=1175.13	M_{cor}=0,56	0,0004	SEC	5,2	5,14	15	77,9	77,1	400	vérifiée
		N_{min}=242	M_{cor}=0,156	0,0006	SEC	1,07	1,06		16,1	15,9		vérifiée
		N_{cor} =443,75	M_{max}=16,976	0,0382	SEC	2,81	1,1		41	17,6		vérifiée
40x40	x-x	N_{max}=773,07	M_{cor}=1,087	0,0014	SEC	4,46	4,29	15	66,7	64,5	400	Vérifiée
		N_{min}=107,12	M_{cor}=0,069	0,0006	SEC	0,61	0,6		9,16	9,02		Vérifiée
		N_{cor} =243,72	M_{max}=19,952	0,0818	SPC	2,88	0		40,9	0,44		Vérifiée
	y-y	N_{max}=773,07	M_{cor}=4,476	0,0057	SEC	4,71	4,04	15	70,2	61,1	400	Vérifiée
		N_{min}=107,12	M_{cor}=0,074	0,0006	SEC	0,61	0,6		9,17	9,02		Vérifiée
		N_{cor}=241,05	M_{max}=17,924	0,0743	SEC	2,71	0,02		38,6	2,37		Vérifiée
35x35	x-x	N_{max}=403,11	M_{cor}=12,602	0,0312	SEC	4,4	1,56	15	63,6	25,9	400	Vérifiée
		N_{min}=1,54	M_{cor}=0,023	0,0149	SEC	0,01	0 ,01		0,21	0,14		Vérifiée
		N_{cor} =63	M_{max}=23,227	0,3686	SPC	4,32	0		53,9	-116,4		Vérifiée
	y-y	N_{max}=403,11	M_{cor}=6,359	0,0157	SEC	3,7	2,27	15	54,3	35,2	400	Vérifiée
		N_{min}=1,54	M_{cor}=0,077	0,05	SEC	0,02	0		0,29	0,06		Vérifiée
		N_{cor}=59,42	M_{max}=19,613	0,330	SPC	3,67	0		46	-92,6		Vérifiée

Tableau VI.1.2 .vérification à l'ELS

-**Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

-Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\emptyset_l \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{3} \rightarrow \emptyset_l = \frac{20}{3} = 6{,}66 \quad ; \quad \emptyset_l = 6{,}66\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section A_t=2,01cm^2= 4HA8

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}; 15\text{ cm}\right) = \min(10 \times 1{,}2\,; 15) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

-**En zone de courante** :

$$S_t \leq \min\left(15\emptyset_l^{min}\right) = (15 \times 1{,}2) = 18\text{cm} \quad ; \qquad S_t = 15\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

-Pour les HA12 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}2 = 48\text{cm}$

-Pour les HA14 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}4 = 56\text{cm}$

-Pour les HA16 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 1{,}6 = 64\text{cm}$

-Pour les HA20 $L_r = 40\emptyset_l = 40 \times 2{,}0 = 80\text{cm}$

-Vérification de la quantité des armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \qquad ; \quad l_f = 0{,}7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec : h=3,57m.

$$l_f = 0{,}7 \times 3{,}57 = 2{,}499\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,499}{0,45} = 5,55$$

Avec :

b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$\lambda_g \succ 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\ \%$

-En zone nodale :

A_{min} =0,003bS_t =0,003×45×10=1,35cm^2.

A_t =2,01cm^2> A_{min} =1,35cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

-En zone courante :

A_{min} =0,003bS_t =0,003×45×15=2,025cm^2.

A_t =2,01cm^2< A_{min} =2,025cm^2 ⇒ Condition non vérifiée.

On prend A_t = 4HA10=3,14cm^2.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 /Art A6.1.23)

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28} = 2,1 MPa

ψ_s = 15 pour les aciers à haute adhérence.

Φ : Diamètre maximale des armatures.

- **Pour les HA20 :** $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0,6(1,5)^2 \times 2,1}$ = 70,54 cm On prend : L_s = 75 cm
- **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 0,6(1,5)^2 \times 2,1}$ = 56,43 cm On prend : L_s = 60 cm
- **Pour les HA14 :** $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0,6(1,5)^2 \times 2,1}$ = 49,38 cm On prend : L_s = 50 cm
- **Pour les HA12 :** $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6(1,5)^2 \times 2,1}$ = 42,32 cm On prend : L_s=45 cm

3) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$ (RPA 99/Art 7.4.3.2)

Niv	Sens- X Vu (KN)	Sens-Y Vu (KN)	λ_g	ρ_d	Sens X τ_{bu} MPa	Sens Y τ_{bu} MPa	$\overline{\tau_{bu}}$	OBS
Du RDC au 2éme étage	22,47	17,76	5,55	0,075	0,11	0,091	1,875	Vérifiée
Du 3éme au 5éme étage	17,98	19,12	5,355	0,075	0,11	0,12	1,875	Vérifiée
Du 6éme au 8éme	20,35	24	5,355	0,075	0,17	0,20	1,875	Vérifiée

Tableau VI-1-3 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent .Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$\grave{L} = 2 \times h$

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$

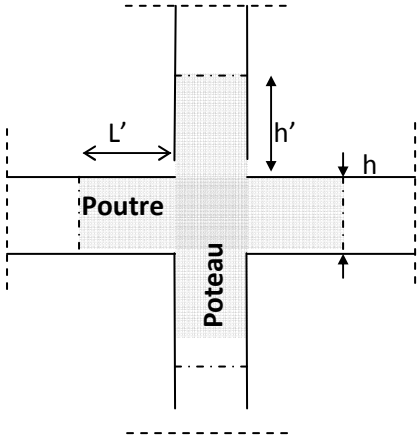
$b_{1\ et}\ h_1$: dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$h' = \max\left(\frac{357 - 45}{6} = 52cm\ ; 45,45,60\right).$

On prend notre $h' = 60$ cm



FigVI.1.1 : Représentation de la zone nodale.

VI-1) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

La combinaison fondamentale :

ELU : 1,35G +1,5Q.

Les combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E. \\ 0{,}8G \pm E. \end{cases}$$

1) Recommandations du RPA 99 version2003/Art 7.5.2 :

a)-Armatures longitudinal (RPA 99 version 2003/Art 7.5.2.1) :

-Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{min}=0{,}005\times40\times25 =5cm^2$.
- Poutres secondaires : $A_{min} =0{,}005\times25\times35 =4.37cm^2$.

-Le pourcentage maximum des armatures longitudinales est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

- ✓ Poutres principales : $A_{max} =0{,}04 \times 40 \times25 = 40cm^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} =0{,}04 \times 25 \text{ x } 35 = 35cm^2$.

En zone de recouvrement :

- ✓ Poutres principales : $A_{max} =0{,}06 \times40 \times25 =60cm^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $A_{min} =0{,}06 \times25 \times35 =52.5cm^{2.}$

La longueur de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud.

b)-Armatures transversales :(RPA 99 version 2003/Art 7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0{,}003 S_t$ b.

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

En zone nodale : $\mathbf{S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right).}$

En zone courante : $\mathbf{S_t < \frac{h}{2}.}$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales, et dans le cas des sections en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

2) Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

-Calcul du moment réduit μ : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_{b\theta}} = 14{,}2$MPa.

Si $\mu \leq \mu_b = 0{,}392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

Donc : la section ne contiendra que les aciers tendus.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \\ A_{sc} = 0. \end{cases}$$

-Si $\mu > \mu_b = 0{,}392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$A_{sc} \neq 0$.

On doit calculer : $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$.

$\Delta M = M_u - M_r$.

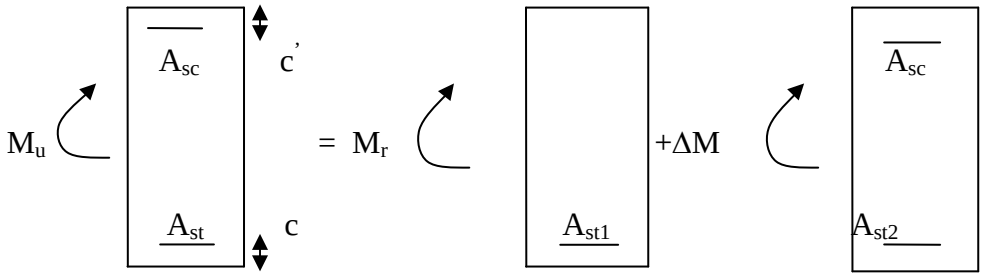


Fig VI-2-1 : sheema de Ferraillage des poutres doublement armée.

A_{sc} : La section d'acier supérieure comprimé

A_{st} : La section d'acier inferieure tendue.

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Donc : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$.

$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$

3) Calcul d'armatures longitudinales :

-Ferraillage des poutres principales et secondaires :

Le calcul des sections et le choix des armatures des poutres principales et secondaires, sont résumés dans les tableaux suivants :

A) Ferraillage des poutres principales à l'ELU en travée :

Zone	Niv	M^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	Ferraillage	A_{adp} (cm^2)
III	8	38.86	0,075	SSA	0.960	3.06	3HA16+3HA12	9.42
	7	25.25	0.049	SSA	0.974	1.96	3HA16+3HA12	9.42
	6	25.88	0.050	SSA	0.974	2.01	3HA16+3HA12	9.42
II	5	31.16	0.060	SSA	0.969	2.43	3HA16+3HA12	9.42
	4	34.99	0.068	SSA	0.965	2.74	3HA16+3HA12	9.42
	3	34.16	0.066	SSA	0.966	2.67	3HA16+3HA12	9.42
I	2	33.73	0.065	SSA	0.966	2.64	3HA16+3HA12	9.42
	1	30.42	0.059	SSA	0.969	2.37	3HA16+3HA12	9.42
	RDC	22.69	0.044	SSA	0.978	1.75	3HA16+3HA12	9.42

Tableau VI.1.4 : Ferraillage des poutres principales en travée.

-Ferraillage des poutres principales aux appuis (G +Q + E) :

Zone	Niv	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	Ferraillage	A_{adp} (cm^2)
III	8	60.35	0.117	SSA	0.937	4.87	3HA14+3HA12	6.98
	7	63.80	0.124	SSA	0.934	5.16	3HA14+3HA12	6.98
	6	66.22	0.129	SSA	0.930	5.38	3HA14+3HA12	6.98
II	5	68.06	0.132	SSA	0.929	5.53	3HA14+3HA12	6.98
	4	69.59	0.135	SSA	0.927	5.67	3HA14+3HA12	6.98
	3	68.19	0.133	SSA	0.928	5.56	3HA14+3HA12	6.98
I	2	63.92	0.125	SSA	0.932	5.18	3HA14+3HA12	6.98
	1	57.83	0.113	SSA	0.939	4.66	3HA14+3HA12	6.98
	RDC	45.02	0.087	SSA	0.954	3.56	3HA14+3HA12	6.98

Tableau VI.1.5. Ferraillages des poutres principales aux appuis.

B) Ferraillage des poutres secondaires en travée (G+Q+E) :

Zone	Niv	M^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	Ferraillage	A_{adp} (cm^2)
III	8	19.80	0.051	SSA	0.973	1.77	3HA16+2HA14	9.11
	7	22.05	0.057	SSA	0.970	1.95	3HA16+2HA14	9.11
	6	23.27	0.060	SSA	0.969	1.99	3HA16+2HA14	9.11
II	5	24.13	0.062	SSA	0.968	2.17	3HA16+2HA14	9.11
	4	24.52	0.063	SSA	0.967	2.20	3HA16+2HA14	9.11
	3	23.58	0.060	SSA	0.969	2.12	3HA16+2HA14	9.11
I	2	20.66	0.053	SSA	0.972	1.85	3HA16+2HA14	9.11
	1	16.78	0.043	SSA	0.978	1.49	3HA16+2HA14	9.11
	RDC	9.42	0.024	SSA	0.988	0.83	3HA16+2HA14	9.11

Tableau VI.1.6.Ferraillage des poutres secondaires en travée.

-Ferraillage des poutres secondaires aux appuis (G+Q+E) :

Zone	Niv	M^{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	Ferraillage	A_{adp} (cm^2)
III	8	35.09	0.090	SSA	0.953	3.20	3HA14+2HA12	6,88
	7	35.34	0.091	SSA	0.952	3.23	3HA14+2HA12	6,88
	6	36.94	0.096	SSA	0.949	3.38	3HA14+2HA12	6,88
II	5	37.06	0.095	SSA	0.950	3.39	3HA14+2HA12	6,88
	4	37.35	0.097	SSA	0.948	3.43	3HA14+2HA12	6,88
	3	36.57	0.094	SSA	0.951	3.35	3HA14+2HA12	6,88
I	2	33.01	0.085	SSA	0.955	3.01	3HA14+2HA12	6,88
	1	30.43	0.078	SSA	0.959	2.76	3HA14+2HA12	6,88
	RDC	20.73	0.054	SSA	0.972	1.86	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.1. 7 . Ferraillages des poutres secondaires aux appuis.

4) Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003/Art 7.5.2 par rapport aux sections minimales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

a)- Pour les poutres principales :

A_{min} =5.00cm^2.

A^t_{tot} = 3HA16+3HA12= 9.42cm^2 > A_{min}= 5.00cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

A^a_{tot} = 3HA14+3HA12 = 6.98cm^2> A_{min}=5,00cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

b)- Pour les poutres secondaires :

A_{min} = 4.37cm^2.

A^t_{tot} = 3HA16+2HA14 = 9.11cm^2 > A_{min}= 4,37cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

A^a_{tot} = 3HA14+ 2HA12= 6.88cm^2> A_{min}= 4,37cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

⇒ Les exigences du RPA sont vérifiées.

Remarque :

On adopte pour les poutres aux voisinages des voiles le même ferraillage que celui des poutres secondaires.

5) Vérification à l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que $A_{adopté} > A_{min}$

Avec : $A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$

-Poutres principales :

A_{min} =0,23×25×38×$\frac{2{,}1}{400}$ =1,15cm^2.

$A_{adopté} > A_{min}$ =1,15cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

-Poutre secondaire :

A_{min} =0,23×25×33×$\frac{2{,}1}{400}$ =0.99cm^2.

$A_s > A_{min}$ =0.99cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

b-Vérification aux cisaillements :

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

Dans le cas ou la fissuration est peu préjudiciable (nuisible) la contrainte $\overline{\tau_u}$ égal à :

$\overline{\tau_u} = \min\left\{0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$ =3,33MPa.

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd}$; V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU.

-Poutres principales (25×40) : $\tau_{u1} = \frac{97.27\times10^3}{250\times380}$ =1,02MPa $< \overline{\tau_u}$ =3,33MPa ⇒ CV.

-Poutres secondaires (25x35) : $\tau_{u2} = \frac{97.25\times10^3}{250x330}$ =1.17MPa $< \overline{\tau_u}$ =3,33MPa ⇒ CV.

c-Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

On doit vérifier que : $V_u \leq \overline{V_u}$.

$\overline{V_u}$ =0,4b×0,9d $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

-Poutres principales: $\overline{V_u}$ =0,4×25×0,9×38×$\frac{2,5}{1,5}$ =570 KN > V_u=97.27 KN ⇒ CV.

-Poutres secondaires: $\overline{V_u}$ =0,4×25×0,9×33×$\frac{2,5}{1,5}$ = 495KN > V_u=97.25KN ⇒ CV.

d-Vérification des contraintes d'adhérence et d'entrainement des barres :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$.

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ = 3,15 MPa.

$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9\times d\times \sum U_i}$ avec : $\sum U_i = n\pi$.

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres utiles.

-Poutres principales :

$\sum U_i$= (3×3,14×1,4) + (3x3,14x1.2) = 24.49cm.

$\tau_{se}=\frac{97.27\times10^3}{0,9\times38\times24.49.10^2}$ = 1,16MPa < $\overline{\tau_{se}}$=3,15MPa ⇒ Condition vérifiée.

-Poutres secondaires :

$\sum U_i$= (3×3,14×1,4) + (2x3,14x1.2) = 20.72cm.

$\tau_{se}=\frac{97.25\times10^3}{0,9\times33\times20.72\times10^2}$ = 1,58MPa < $\overline{\tau_{se}}$=3,15MPa ⇒ Condition vérifiée.

e-Ancrage des barres :

$l_s=\frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_{su}}}$ avec $\overline{\tau_{su}}$ =0,6 $\Psi_s^2 f_{t28}$ =2,84 MPa.

Pour les HA16 ⇒ $l_s=\frac{1,6\times400}{4\times2,84}$ = 56,34cm.

Pour les HA14 ⇒ $l_s=\frac{1,4\times400}{4\times2,84}$ = 49,30cm.

Pour les HA12 ⇒ $l_s=\frac{1.2\times400}{4\times2,84}$ = 42,25cm.

Les règles de BAEL 91 modifiées 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet, la longueur de la partie ancrée hors crochet est : L_c=0,4 l_s pour les aciers à HA.

Pour les HA16 ⇒ L_c =0,4×56,34 =23cm.

Pour les HA14 ⇒ L_c =0,4×49,30 =20cm.

Pour les HA12 ⇒ L_c =0,4×42,25 =17cm.

6) Calcul des armatures transversales :

a)-Diamètre des armatures :

Selon le BAEL 91 modifiée 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

les conditions suivantes : $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\emptyset_l;\frac{b}{10}\right)$.

Avec : $\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures transversales.

- Poutres principales : $\emptyset_t \leq \min(12.85 ; 12 ; 25)=12mm$.

- Poutres secondaires : $\emptyset_t \leq \min(10; 12; 25)=10mm$.

On adopte pour les poutres principales et secondaires le même diamètre pour les armatures transversales : $\emptyset_t$ =8mm.

b)-Espacement des armatures :

L'espacement des armatures transversales est de :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l)$.

-Poutres principales ⇒ $S_t \leq \min(\frac{45}{4} ; 12\times1,2) = 11.25cm$.

Soit S_t =10cm.

-Poutres secondaires ⇒$S_t \leq \min(\frac{35}{4} ; 12\times1,2) = 8.75cm$.

Soit S_t =8cm.

-En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales ⇒ $S_t \leq \frac{45}{2}$ =cm.

Soit S_t =15cm.

-Poutres secondaires ⇒ $S_t \leq \frac{35}{2}$ =17.5cm.

Soit S_t =15cm.

-Délimitation de la zone nodale :

L'=2h.

L'=2×45=90cm ⇒ Pour les poutres principales.

L'=2×35=70cm ⇒ Pour les poutres secondaires.

c)-Armatures transversales minimales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t^{min}=0,003bS_t$.

-Poutres principales : $A_t^{min}=0,003\times25\times15=1,13cm^2 < A_t=2,01\ cm^2$.

-Poutres secondaires : $A_t^{min}=0,003\times25\times15=1,13cm^2 < A_t=2,01\ cm^2$.

7) Vérification à l'ELS :

a)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b)-Etat limite de compression du béton (BAEL91/ Art. A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

ie : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$; La contrainte dans l'acier est : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

-Sens longitudinal :

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres principales en travée :

	Elément considéré	**M_s KN.m**	**A_{adop} cm^2**	ρ_1	β_1	**K_1**	σ_{st} **MPa**	σ_{bc} **MPa**	$\overline{\sigma_{bc}}$ **MPa**	**Obs**
Travée	Poutre principale	28,04	9,42	0,991	0,861	20,97	90,97	4,33	15	CV
	Poutre secondaire	5,49	9,11	0,958	0,862	21,23	18,39	0,86	15	CV
appuis	Poutre principale	44.5	6,98	0,734	0,876	25,32	191,52	7,56	15	CV
	Poutre secondaire	22,93	6,88	0,724	0,876	25,32	100,12	3,95	15	CV

Tableau VI.1.8 . Les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres.

c)-ELS vis-à-vis des déformations :

-Vérification de la flèche :

On doit vérifier que $f_{adm} \leq f$.

-Sens longitudinal :

$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86mm.$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

f= 0,07mm.

$f < f_{adm}$ ⇒ La flèche est vérifiée.

-Sens transversal :

$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0{,}96mm.$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

f=0,07mm.

$f < f_{adm}$ ⇒ La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les sections calculées à l'ELU sont vérifiées, donc on peut garder ces sections d'armatures pour le ferraillage des poutres principales et secondaires.

VI.3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : 1.35G+1.5Q
G+Q

Selon le RPA version 2003 : G+Q±E
0.8G±E

- ✓ Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :
- ✓ **Zone I :** RDC et 1er et 2 ^{eme} étage
- ✓ **Zone II** 3eme, 4eme et 5eme étage
- ✓ **Zone III : :** 6eme, 7eme ; 8eme étage

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

V.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. **Armature vertical :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC.**
- Section partiellement comprimé **SPC.**
- Section entièrement tendue **SET.**

Le calcul se fait par bandes de longueur « d » donnée par :

$$\mathbf{d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)}$$

Avec : $\mathbf{h_e}$: hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de a zone comprimée :

$$\mathbf{L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L}$$

- longueur de la zone tendue :

$$\mathbf{L_t = L - L_c}$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

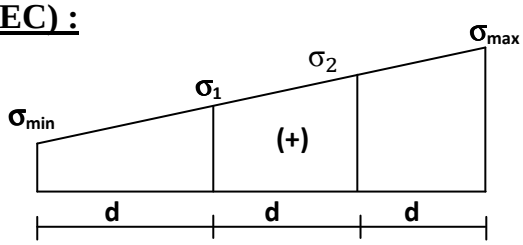


Figure V.3.1:Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **e :** épaisseur du voile.
σ_s: contrainte de l'acier.
B: Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

b. Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

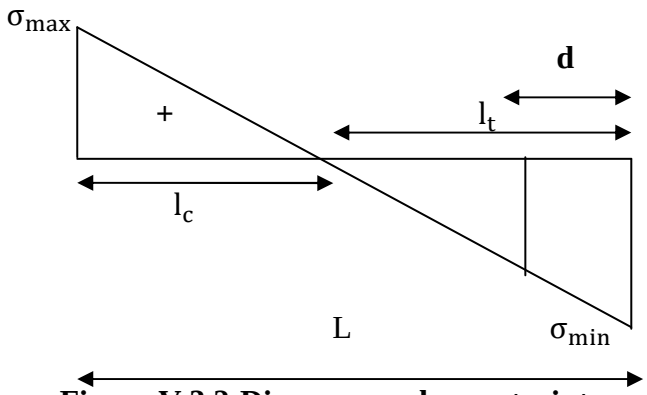


Figure V.3.2:Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B$$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

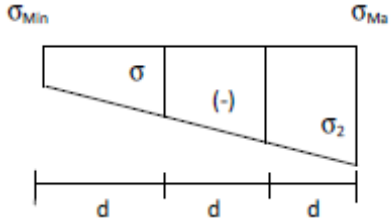


Figure V.3.3:Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$\mathbf{A_{min} \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}}$$

$$\mathbf{A_{min} \geq A = 0.002B}$$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent êtres munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $\mathbf{A_h = \frac{A_v}{4}}$

D'après le RPA 2003 : $\mathbf{A_h \geq 0.15\%\, B}$

3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (**7.7.4.3 du RPA 2003).**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\mathbf{A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}}$$

Avec : V=1.4 T

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$ **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

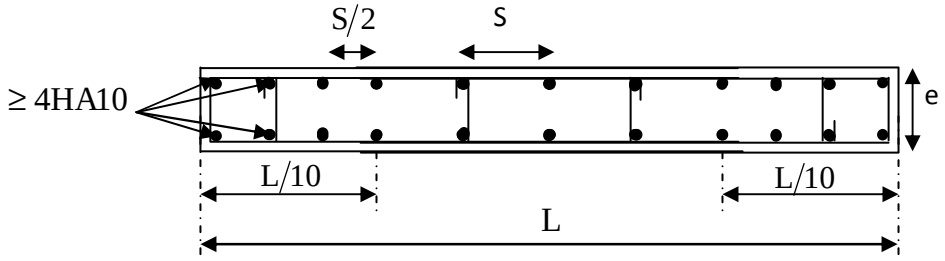


Figure V.3.4:Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 /2003:

La Contrainte de cisaillement dans le béton $\boldsymbol{\tau_b}$ doit être inférieure à la contrainte admissible $\boldsymbol{\bar{\tau}_b}$

$$\boldsymbol{\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}}$$

Avec : V= 1.4 T

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : d=0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Fissuration préjudiciable : $\boldsymbol{\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right\}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$**:** Contrainte de cisaillement.

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V}{b.d}}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa}$$

Avec : **Ns** : Effort normal appliqué.

B : Section du béto

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.2 Calculer de ferraillage :

	Zone		I	II	III
	L (m)		2,15	2,20	2,25
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m^2)		0,43	0,43	0,43
Sollicitation de calcul	T(kN)		535,220	393,82	225,12
	N_S (kN)		1594,43	1134,56	610 ;07
	σ_{max} (kN/m^2)		10825,650	4877,07	3079,60
	σ_{min} (kN/m^2)		7283,73	2625,02	1355,88
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		1,29	1,40	1,49
	L_t		0,86	0,75	0,66
	d_1		0,43	0,38	0,33
	$d_2 = L_t - d_1$		0,43	0,38	0,33
	σ_1		3641,865	1312,510	677,940
	N_1		472,39	148,11	66,83
	N_2		157,46	49,37	22,28
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		11,81	3,70	1,67
	A_{v2}/bande (cm^2)		3,94	1,23	0,56
	A_{vj} (cm^2)		20,61	15,16	8,67
	A'_{v1}/bande (cm^2)		16,96	3,70	3,84
	A'_{v2}/bande (cm^2)		9,09	1,23	2,72
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		9,00	9,78	10,45
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		18,47	13,57	13,57
	A'_{v2} adopté (cm^2)		13,57	13,57	13,57
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S_t max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	16
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		6,45	6,45	6,45
	A_H adopté (cm^2)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S_t (cm)		25	25	25
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /ml		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,936	1,425	0,814
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,383	1,018	0,582
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	3,484	2,519	1,355

Tableau V.1 : ferraillage du voile VL1.

Caractéristiques géométriques	**Zone**		**I**	**II**	**III**
	L (m)		**2,10**	**2,15**	**2,20**
	e (m)		**0,20**	**0,20**	**0,20**
	B (m^2)		**0,42**	**0,42**	**0,42**
Sollicitation de calcul	**T(kN)**		**557,41**	**414,98**	**245,23**
	N_S (kN)		**2004,08**	**1368,75**	**675,91**
	σ_{max} (kN/m^2)		**10136,59**	**4423,97**	**3065,58**
	σ_{min} (kN/m^2)		**7544,33**	**2879,05**	**1350,81**
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	L_c		**1,20**	**1,27**	**1,46**
	L_t		**0,90**	**0,83**	**0,64**
	d_1		**0,45**	**0,41**	**0,32**
	$d_2 = L_t - d_1$		**0,45**	**0,41**	**0,32**
	σ_1		**3772,165**	**1439,525**	**675,405**
	N_1		**507,01**	**178,76**	**65,07**
	N_2		**169,00**	**59,59**	**21,69**
armatures verticales	**A_{v1}/bande (cm^2)**		**12,68**	**4,47**	**1,63**
	A_{v2}/bande (cm^2)		**4,23**	**1,49**	**0,54**
	A_{vj} (cm^2)		**21,46**	**15,98**	**9,44**
	A'_{v1}/bande		**18,04**	**8,46**	**3,99**
	A'_{v2}/bande		**9,59**	**5,48**	**2,90**
armatures minimales	**A_{min}/bande (cm^2)**		**8,43**	**8,90**	**10,21**
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**A'_{v1} adopté (cm^2)**		**13,57**	**13,57**	**13,57**
	A'_{v2} adopté (cm^2)		**9,42**	**9,42**	**9,42**
	Choix de A (cm^2)	**Bande 1**	**2x6HA12**	**2x6HA12**	**2x6HA12**
	Choix de A (cm^2)	**Bande 2**	**2x6HA10**	**2x6HA10**	**2x6HA10**
	$S_{t\,max}$		**30**	**30**	**30**
	Espacement (cm)	**Bande 1**	**10**	**10**	**10**
		Bande 2	**14**	**15**	**16**
Armatures horizontales	**A_H (cm^2)**		**6,30**	**6,30**	**6,30**
	A_H adopté (cm^2)		**9,42**	**9,42**	**9,42**
	choix de la section		**12HA10**	**12HA10**	**12HA10**
	Espacement S_t (cm)		**25**	**25**	**25**
Armatures transversales	**A_t adoptées**		**4 épingles HA8 /ml**		
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}_b = 5$ MPa**	**τ_b**	**2,064**	**1,537**	**0,908**
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	**τ_u**	**1,475**	**1,098**	**0,649**
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	**σ_{bc}**	**4,551**	**3,108**	**1,535**

Tableau V.2 : ferraillage de voile VL2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		1,50	1,55	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m^2)		0,3	0,3	0,3
Sollicitation de calcul	T(kN)		175,11	145,270	132,270
	N_S (kN)		3352,04	2253,57	1135,57
	σ_{max} (kN/m^2)		7658,59	4600,360	3170,450
	σ_{min} (kN/m^2)		7655,96	1224,350	2374,920
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		0,75	1,18	0,86
	L_t		0,75	0,32	0,64
	d_1		0,37	0,16	0,32
	$d_2 = L_t - d_1$		0,37	0,16	0,32
	σ_1		3827,980	612,175	1187,460
	N_1		430,57	28,95	114,42
	N_2		143,52	9,65	38,14
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		10,76	0,72	2,86
	A_{v2}/bande (cm^2)		3,59	0,24	0,95
	A_{vj} (cm^2)		6,74	5,59	5,09
	A'_{v1}/bande		12,45	2,12	4,13
	A'_{v2}/bande		5,27	1,64	2,23
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		5,25	8,29	6,00
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		16,08	6,79	6,79
	A'_{v2} adopté (cm^2)		9,05	4,71	4,71
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x4HA16	2x3HA12	2x3HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2x4HA12	2x3HA10	2x3HA10
	$S_{t\,max}$		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	16	17
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		4,50	4,50	4,50
	A_H adopté (cm^2)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement S_t (cm)		25	25	25
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /ml		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,908	0,753	0,686
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,649	0,538	0,490
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	10,342	7,265	3,661

Tableau V.3: ferraillage de voile VL3.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L (m)		1,50	1,55	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m^2)		0,3	0,3	0,3
Sollicitation de calcul	T(kN)		557,410	444,050	270,020
	N_S (kN)		2004,08	4936,92	2507,93
	σ_{max} (kN/m^2)		9032,420	6484,030	5149,530
	σ_{min} (kN/m^2)		3055,190	1480,250	3199,650
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		1,12	1,22	0,93
	L_t		0,38	0,28	0,57
	d_1		0,19	0,14	0,29
	$d_2 = L_t - d_1$		0,19	0,14	0,29
	σ_1		1527,595	740,125	1599,825
	N_1		86,87	30,95	137,95
	N_2		28,96	10,32	45,98
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		2,17	0,77	3,45
	A_{v2}/bande (cm^2)		0,72	0,26	1,15
	A_{vj} (cm^2)		21,46	17,10	10,40
	A'_{v1}/bande		7,54	5,05	6,05
	A'_{v2}/bande		6,09	4,53	3,75
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		7,85	8,55	6,48
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		15.35	15.35	15.35
	A'_{v2} adopté (cm^2)		9,05	9,05	9,05
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x4HA16	2x4HA16	2x4HA16
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	$S_{t\,max}$		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	16	17
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		6,28	6,28	6,28
	A_H adopté (cm^2)		6,79	6,79	6,79
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	A_t adoptées				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,890	2,302	1,400
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	2,064	1,645	1,000
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,935	14,619	7,427

Tableau V.4: ferraillage de voile VT1.

	Zone		I	II	III
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m^2)		0,40	0,40	0,40
Sollicitation de calcul	T(kN)		198.58	165.12	139.08
	N_S (kN)		1594,43	1134,56	610,07
	σ_{max} (kN/m^2)		5640,00	1940,00	880,00
	σ_{min} (kN/m^2)		3650,00	3136,00	2459,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		1,21	1,67	1,25
	L_t		0,79	0,33	0,75
	d_1		0,39	0,16	0,37
	$d_2 = L_t - d_1$		0,39	0,16	0,37
	σ_1		825,00	595,00	265,00
	N_1		215,11	9,79	29,88
	N_2		71,70	3,26	9,96
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		5,38	0,24	0,75
	A_{v2}/bande (cm^2)		1,79	0,08	0,25
	A_{vj} (cm^2)		4,89	2,90	1,45
	A'_{v1}/bande (cm^2)		6,96	3,70	3,84
	A'_{v2}/bande (cm^2)		9,09	1,23	2,72
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		9,00	9,78	10,45
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		9,42	9,42	9,42
	A'_{v2} adopté (cm^2)		6,28	6,28	6,28
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	S_t max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	18	18	18
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		2,37	1,00	2,25
	A_H adopté (cm^2)		2,36	2,36	2,36
	choix de la section		8HA8	8HA8	8HA8
	Espacement S_t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /ml		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,40	0,30	0,14
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0 ,35	0,21	0,10
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,28	0,20	0,10

Tableau V.5 : ferraillage du voile VT5 et VT6.

	Zone		I	II	III
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m^2)		0,40	0,40	0,40
Sollicitation de calcul	T(kN)		134,2	27,80	36,80
	N_S (kN)		1594,43	1134,56	610 ;07
	σ_{max} (kN/m^2)		5960,00	1340,00	900,00
	σ_{min} (kN/m^2)		4120,00	290,00	780,00
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L_c		1,18	1,64	1,07
	L_t		0,82	0,36	0,93
	d_1		0,41	0,38	0,33
	$d_2 = L_t - d_1$		0,41	0,38	0,33
	σ_1		2060,00	7,74	390,00
	N_1		252,60	2,580	54,32
	N_2		84,198	0,19	18,107
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		6,31	0,06	1,36
	A_{v2}/bande (cm^2)		2,10	1,07	0,45
	A_{vj} (cm^2)		5,17	0,46	1,42
	A'_{v1}/bande (cm^2)		7,61	0,06	1,71
	A'_{v2}/bande (cm^2)		3,40	0,33	0,81
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		4,30	1,87	4,88
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm^2)		13,42	13,42	13,42
	A'_{v2} adopté (cm^2)		6,28	6,28	6,28
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	S_t max		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	18	18	18
Armatures horizontales	A_H (cm^2)		2,46	1,08	2,79
	A_H adopté (cm^2)		3,36	3,36	3,36
	choix de la section		8HA8	8HA8	8HA8
	Espacement S_t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /ml		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,51	0,11	0,14
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,51	0,07	0,10
	$\bar{\sigma}_{bC} = 15$ MPa	σ_{bc}	0,18	1,17	0,06

Tableau V.6: ferraillage du voile VL3.

CHAPITRE VII :

ETUDES DE L'INFRASTRUCTURES.

VII) Ferraillage de l'infrastructure :

I) Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol et qui sert d'interaction entre le sol et la structure .Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé charpente en bois….) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

1) Les principaux rôles de la fondation :

Reprendre et transmettre les charges et surcharges supportées par la structure au sol dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas se tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.

Une force horizontale : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment : qui peut s'exercer dans les différents plans.

2) Étude 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 $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 2.5}$ **bars**.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3) Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.
- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.

-Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture crée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bât} = 290,84\ m^2$.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous optons pour un radier général.

II) Etude du radier général :

Le radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence du sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée 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.

Le radier est :

Rigide en son plan horizontal ;
Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
Facilité de coffrage ;
Rapidité d'exécution ;
Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1) Pré dimensionnement du radier :

-Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25cm$).

Condition forfaitaire.

-La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48cm$

soit : $h_n = 90cm$

-La base de la nervure :

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n$.

$0{,}4 \times 90 = 36cm \leq b_n \leq 0{,}7 \times 90 = 63cm$ on prend : $\mathbf{b_n = 50cm}$

-Dalle flottante :

$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{max}} \leq \frac{1}{40}$

L_{max}= 480 cm

$\frac{480}{50} \leq ht \leq \frac{480}{40}$ ⇒ 9,6cm ≤ ht ≤ 12,00 cm.

On prend une hauteur de la dalle flottante égale à : $\mathbf{h_{df} = 10\ cm.}$

-Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ (Avec un minimum de 25cm).

$h_d \geq \frac{480}{20} = 24$ ⇒ Soit : $\mathbf{h_d = 30\ cm.}$

Conclusion :

D'aprés les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h_n = 90cm ……..... Hauteur de la nervure.

h_d = 30cm ……..... Hauteur de la dalle.

b_n = 50cm ……...…. Largeur de la nervure.

2) Détermination des efforts:

-Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : G = 23749,24KN.

Charge d'exploitation : Q = 5115,39KN.

-Combinaison d'actions :

-A l'ELU:

N_u = 1.35G + 1.5Q = 39734,56KN.

-A l'ELS:

N_s = G + Q = 28864,63KN.

3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \times \overline{\sigma}_{sol}} = \frac{39734,56}{2 \times 250} = 79,47\,m^2$

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{28864,63}{250} = 115,46\ m^2$

D'où : $S_{rad} = \max\left(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}\right) = 115,46\,m^2$

$S_{bât}$ = 290,84m² > S_{rad} = 115,46m²

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on a des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\,cm\right) = 45\,cm$$

Soit un débord de **$L_{déb}$= 50 cm**.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bât} + S_{deb}$

Avec : $S_{deb} = (25,29 + 11,50) \times 2 \times 0,5 = 36,79\ m^2$

Donc: S_{rad} = 290,84+ 36,79 = 327,63 m²

4) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : **G = 23749,24KN**

-Poids de radier :

G= Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

-Poids de la dalle:

$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 327,63 \times 0,30 \times 25$

$P_{\text{de la dalle}} = 2457,23KN$

-Poids des nervures:

$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$= [(0,5 \times (0,9- 0,3) \times (25,29 \times 3) + (0,50 \times (0,9- 0,3) \times (11,50 \times 8)] \times 25 = 1259,02KN.$

-Poids de la dalle flottante:

$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b = 327,63 \text{ x } 0,1 \text{ x } 25 = 819,07KN.$

-Poids de TVO :

$S_{\text{nerv}} = [0,5 \times (25,29 \times 3) + (0,5 \times (11,50 \times 8)] = 83,93KN.$

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \text{ x } (h_n - e_{df}) \text{ x } \rho = (327,63 - 83,93) \text{ x} (0,9 - 0,1) \times 17 = 3314,32KN$

-Charge permanente apportée sur le radier GT :

GT =P(superstructure) + P (infrastructure)

$G_t = 23749,24+7849,64 = 31598,88KN.$

-Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bâtiment}} = 5115,39Kn$

Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}} = 2,5 \text{ x } 327,63 = 819,07KN$

Surcharge totale : $Q_{total} = 5934,46KN.$

5) Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$N_{u\ total} = 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 51560,18KN.$

Etat Limite de Service :

$N_{s\ total} = G_{tot} + Q_{tot} = 37533,34KN.$

6) Vérifications :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100\,cm$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27\,cm$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_{u\,tot} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{51560,18 \times 1}{327,63} \times \frac{4,8}{2} = 377,70\,KN$$

$$\tau_u = \frac{377,70 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,4MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right)\right\} = 2,5\,MPa$$

$\tau_u = 1,4MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification de la stabilité du radier :

-Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\Sigma S_i \times X_i}{\Sigma S_i} = 13,14m \; ; \qquad Y_G = \frac{\Sigma S_i \times Y_i}{\Sigma S_i} = 4,9m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

-Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$I_{xx} = 2061,99\ m^4$; $I_{yy} = 14839,41 m^4$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

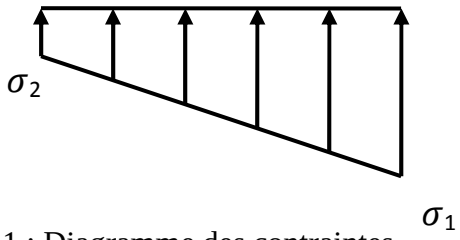


Figure VII-1 : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1+\sigma_2}{4} \le 2\times\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1+\sigma_2}{4} \le \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

-Sens longitudinal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

A ELU :

M_{0x}= 24172,95KN.m ; T_{0x} = 1238,14 KN

M_x =24172,95 + (1238,14x 0,90) = 25287,27KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{51544,25}{327,63} + \frac{25287,27}{14839,41} \times 13,14 = 179,72 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{51544,25}{327,63} - \frac{25287,27}{14839,41} \times 13,14 = 134,92 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 179,72 + 134,92}{4} = 168,52 KN/m^2$$

σ_m = 168,52KN/m² < 2 x σ_{sol} = 2 x 250 = 500 KN/m² => **Condition vérifiée.**

A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{37521,54}{327,63} + \frac{25287,27}{14839,41} \times 13,14 = 136,92 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{37521,54}{327,63} - \frac{25287,27}{14839,41} \times 13,14 = 92,12 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 136,92 + 92,12}{4} = 125,72 KN/m^2$$

σ_m = 125,72KN/m² < σ_{sol} = 250KN/m² => **Condition vérifiée.**

-Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

A ELU :

M_{0y} = 23486,36KN.m ; T_{0y} = 1196,78KN

M_y = 23486,36+ 1196,78 x 0,90 = 24563,46KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{51544,25}{327,63} + \frac{24563,46}{2061,99} \times 4,9 = 215,69 KN/m^2$$ ******

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{51544,25}{327,63} - \frac{24563,46}{2061,99} \times 4,9 = 98,95 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 215,69 + 98,95}{4} = 186,50 KN/m^2$$

σ_m = 186,50KN/m² < 2 x σ_{sol} = 2 x 250 = 500KN/m² => **Condition vérifiée.**

A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{37521,54}{327,63} + \frac{24563,46}{2061,99} \times 4,9 = 172,89 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{37521,54}{327,63} - \frac{24563,46}{2061,99} \times 4,9 = 56,15 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 172,89 + 56,15}{4} = 143,70 KN/m^2$$

$\sigma_m = 143,70$ KN/m² $< \sigma_{sol} = 250$ KN/m² => **Condition vérifiée.**

-Vérification au poinçonnement : (BAEL 91/ Art A.5.2, 42)

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b: Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

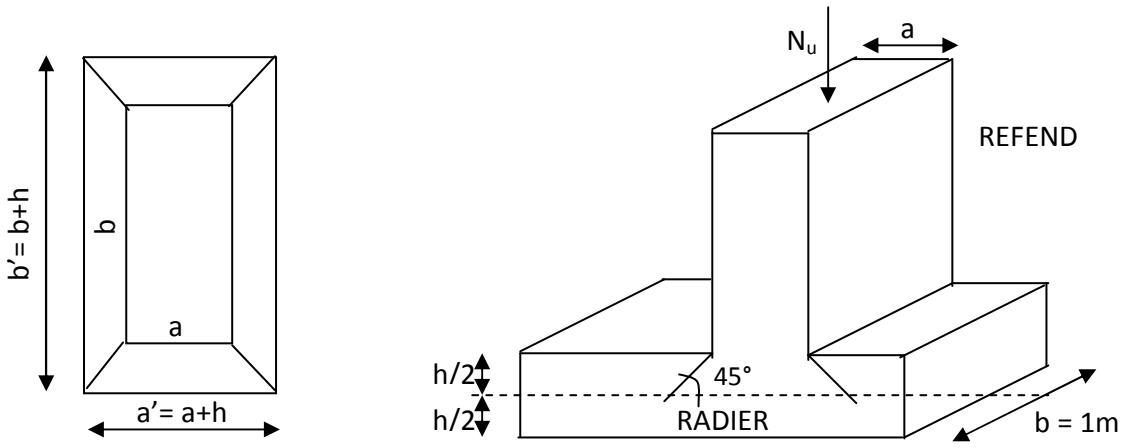


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du Périmètre utile μ_c :

Les Poteaux:

$$\mu_c = 2\times(a'+b') = 2\times(a+b+2h) = 2\times(0{,}45+0{,}45+(2\times0{,}90)) = 5{,}4\ m$$

Les Voiles:

$$\mu_c = 2\times(a'+b') = 2\times(a+b+2h) = 2\times(0{,}2+1+(2\times0{,}90)) = 6\,m$$

Vérification pour les poteaux :

Avec : N_u = 1615,01KN

$$N_u = 1615{,}01KN < \frac{(0{,}045\times5{,}4\times0{,}9\times25\times10^3)}{1{,}5} = 3645{,}00\ KN$$

Vérification pour les voiles :

Avec : N_u = 1594,43KN

$$N_u = 1594{,}43KN < \frac{(0{,}045\times6\times0{,}9\times25\times10^3)}{1{,}5} = 4050KN$$

7) Ferraillage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91mod99.

-Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1er Cas :

$\rho_x < 0{,}4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{0y} = 0$

2ème Cas :

$0{,}4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité:

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L^2{}_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ ($l_x < l_y$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,30}{4,80} = 0,89$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ **La dalle travaille dans les deux sens.**

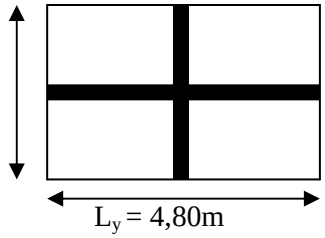


Figure VII-3 : Entre axes du panneau le plus sollicité

panneaux	**Lx(m)**	**Ly(m)**	**ρ = L_x / L_Y**	**ELU**		**ELS**	
				μ_x	**μ_y**	**μ_x**	**μ_y**
1	4,30	4,80	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 186,50 KN/m^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\times\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 143,70KN/m^2$$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (186,50 - \frac{7837,84}{327,63})\times 1ml = 162,57KN/ml$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (143,70 - \frac{7837,84}{327,63})\times 1ml = 119,77KN/ml.$

-Calcul des armatures à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0468 \times 162,57\times 4,30^2 = 140,67KN.m$

$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 0,759 \times 140,67 = 106,76KN.m$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$Mapp \begin{cases} 0,3M_X & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_X & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$Mtravée \begin{cases} 0,85M_X & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_X & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$M_{ax} = (-0,5)\times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5)\times 140,67 \Rightarrow M_{ax} = 70,33KN.m$

$M_{ay} = (-0.5)\times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5)\times 106,76 \Rightarrow M_{ay} = 53,38KN.m$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 140,67 \Rightarrow M_{tx} = 119,56KN.m$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 106,76 \Rightarrow M_{ty} = 90,75KN.m$$

- Ferraillage suivant X-X :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70,33 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{70,33 \times 10^2}{0,965 \times 27 \times 34,8} = 7,75cm^2$$

Soit : **6HA14 =9,24 cm²/ml** avec un espacement de 16cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{119,56 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,116 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{119,56 \times 10^2}{0,938 \times 27 \times 34,8} = 13,56cm^2$$

Soit : **5HA20 = 15,71 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

Calcul de la section minimale :

$A_{min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times (3- \frac{l_x}{l_y})$ Avec ρ_0= 0,0008 pour HA f_e E 400

$A_{min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0,0008}{2} \times (3- \frac{4,3}{4,8}) = 2,53$ cm²

-Ferraillage suivant y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,38 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{53,38 \times 10^2}{0,973 \times 27 \times 34,8} = 5,83 cm^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78cm²/ml** avec un espacement de 16cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90,75 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{90,75 \times 10^2}{0,954 \times 27 \times 34,8} = 10,12 cm^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 16cm.

Calcul de la section minimale :

$A_{min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times (3- \frac{l_x}{l_y})$ Avec ρ_0= 0,0008 pour HA f_e E 400

$A_{min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0,0008}{2} \times (3- \frac{4,3}{4,80}) = 2,52 cm^2$

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	**6HA14**	**6HA12**
En travée	**5HA20**	**6HA16**

Tableau VII-1 : Ferraillage de la dalle de radier :

8) Vérification à l'état limite ultime :

-Condition de non fragilité (BEAL 91/Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400}$$

A_{min} =3,26 cm^2

Les sections choisis que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

-Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens (x-x) :

$S_t = 20 \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{3\times 30 = 90cm; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 16 \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{3\times 30 = 90cm; 33cm\} = 33cm$

Sens (y-y):

$S_t = 16 \leq \min\{4h; 45cm\} = \min\{4\times 30 = 120cm; 45cm\} = 45cm$

II-5) Vérifications a l'état limite de service :

Moment isostatique :

$M_{o\text{-}x} = \mu_x \times q_S \times L_x^2$

$M_{o\text{-}y} = \mu_y \times M_{o\text{-}x}$

On a donc :

$$M_{0x} = 0,0539\times 119,77\times 4,30^2 = 119,36KN.m$$
$$M_{0Y} = 0,846\times 119,36 = 100,97KNm$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (-0,5)\ M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5)\times 119,36 \Rightarrow M_{ax} = 59,68KN.m$$

$$M_{ay} = (-0,5)\ M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5)\times 100,97 \Rightarrow M_{ay} = 50,48KN.m$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85)\ M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85)\times 119,36 \Rightarrow M_{tx} = 101,45KN.m$$

$$M_{ty} = (0,85)\ M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85)\times 100,97 \Rightarrow M_{ty} = 85,82KN.m$$

X-X	Ms	b(cm)	d	A	ρ_1	K1	β1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
Travée	101,45	100	27	15,71	0,580	29,25	0,887	253,72	8,67	15	cv
Appuis	59,68	100	27	9,24	0,342	39,95	0,909	263,16	6,58	15	cv
Y-Y	**Ms**	**b(cm)**	**d**	**A**	**ρ1**	**K1**	**β1**	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	**obs**
Travée	85,82	100	27	12,06	0,446	34,02	0,898	281,79	8,28	15	cv
Appuis	50,48	100	27	6,78	0,250	47,50	0,920	287,80	6,05	15	cc

Tableau VII-2 : Vérifications a l'état limite de service .

III) Ferraillage du débord :

Le ferraillage du débord est la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des nervures et de la dalle au niveau des appuis vu que la portée est minime).

IV) Etude de la nervure de radier :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal

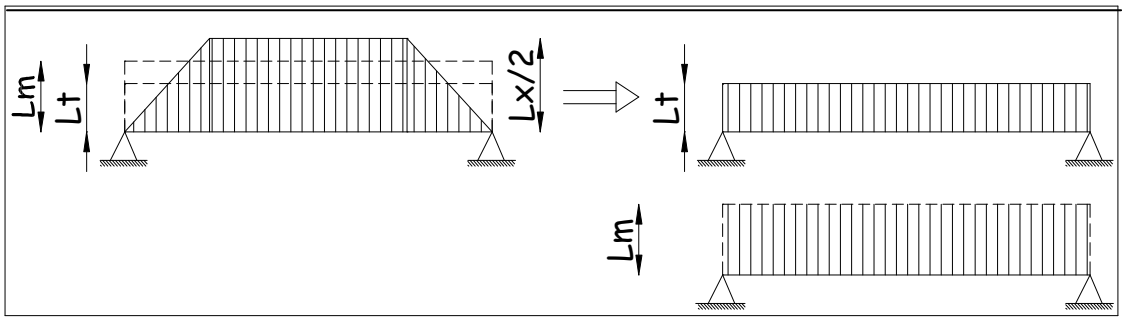


Fig VII-4- Présentation des chargements simplifiés.

-Effort tranchant :

$$Lt = L_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x}{4}\right).....(1)$$

-Moment fléchissant

$$Lm = L_x\left(0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right).....(2)$$

-Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

-Effort tranchant

$$Lt = 0{,}25 \times L_x$$

-Moment fléchissant :

$L_m = 0.333 \times L_x$.

VI-1-Détermination des efforts :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS.**

Sens transversal:

travée	Q_u (KN)	T_u (KN)	Q_s (KN)	T_s (KN)
1-2	452,03	339,36	333,02	250,01
2-3	424,96	319,04	313,08	235,04

Sens longitudinal :

travée	Q_u (KN)	T_u (KN)	Q_s (KN)	T_s (KN)
AB	384 ,36	288,56	283,17	212 ,59
BC	324,81	243,85	239,30	179,65
CD	384,36	288,56	283,17	212 ,59
DE	460,15	345,46	339,01	254,51
EF	384,36	288,56	283,17	212 ,59
FG	324,81	243,85	239,30	179,65
GH	384,36	288,56	283,17	212 ,59

Tableau VII-3 : Les sollicitations dans la nervure.

ELU:

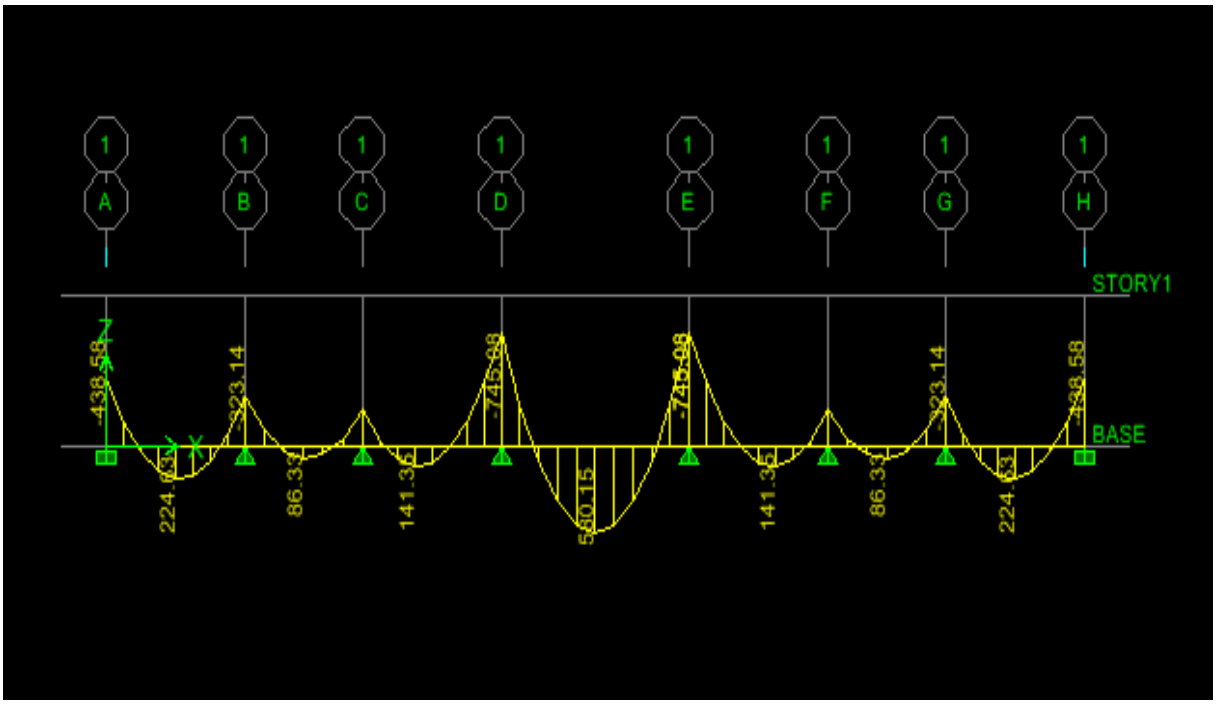


Figure VI-5 : diagramme des moments fléchissant (KN.m) a ELU.

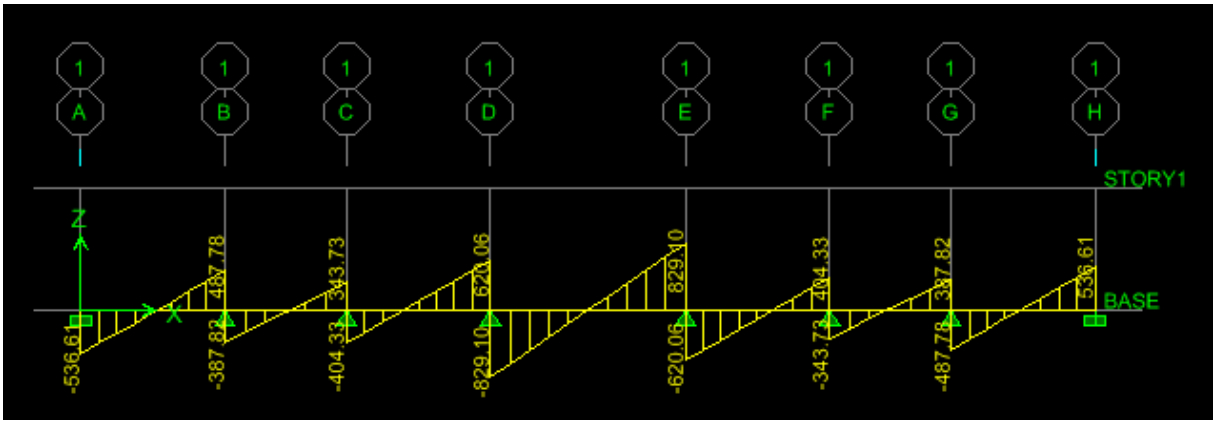


Figure VI-6: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.

Sens transversal :

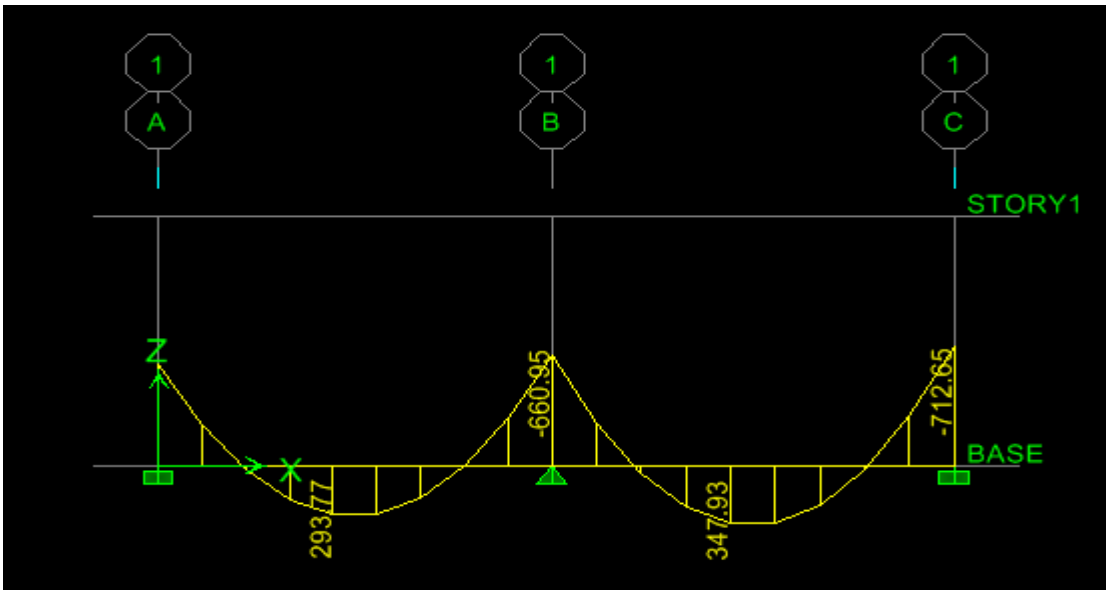


Figure VII-7: diagramme des moments fléchissant(KN.M) a ELU.

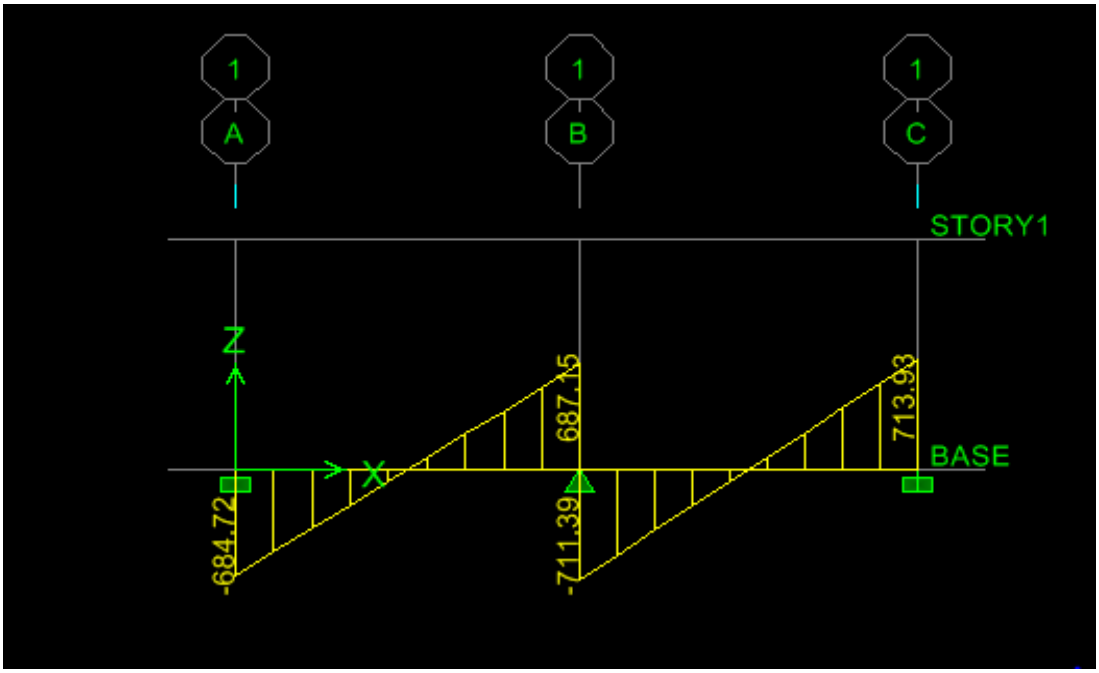


Figure VII-8: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.

ELS :

Sens longitudinal

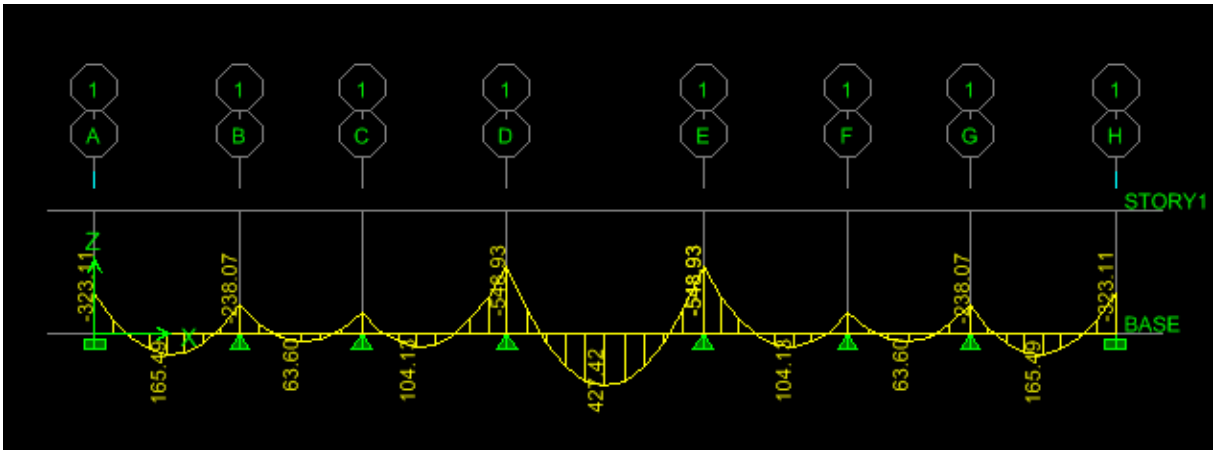


Figure VII-9: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS.

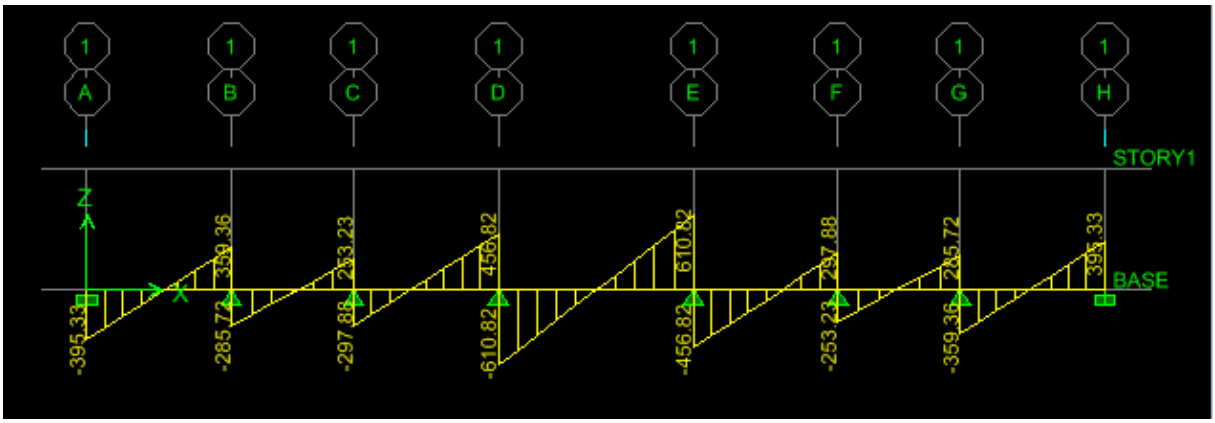


Figure VII-10: diagramme des efforts tranchants(KN) a ELS.

Sens transversal :

ELS :

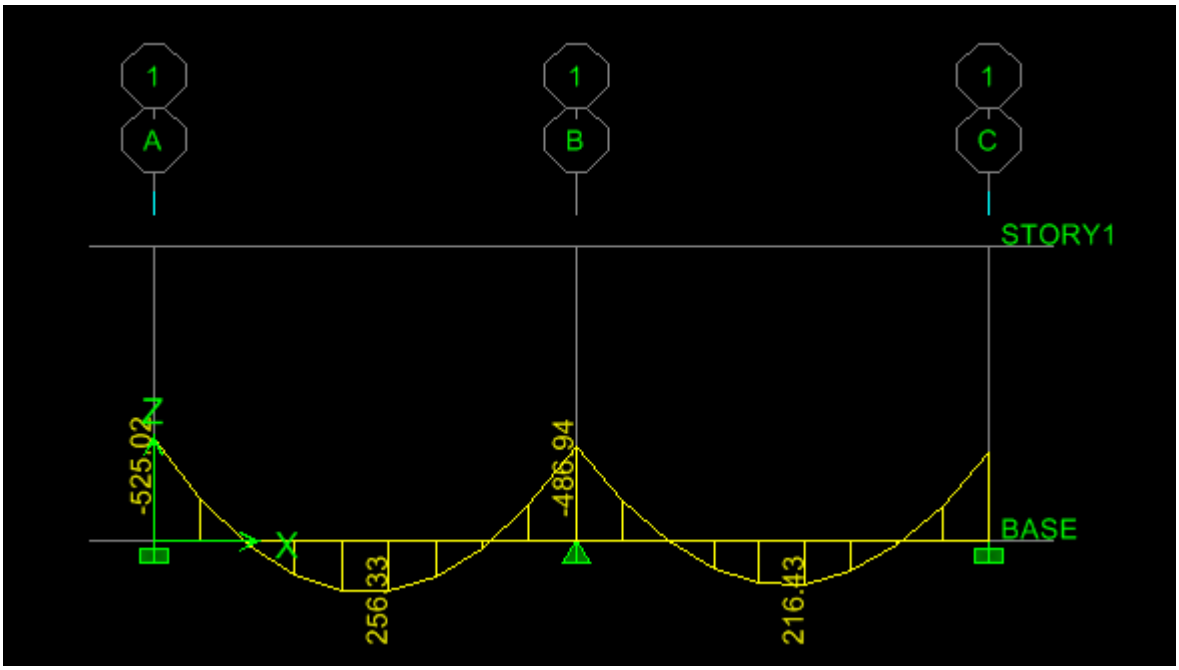


Figure VII-10: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS

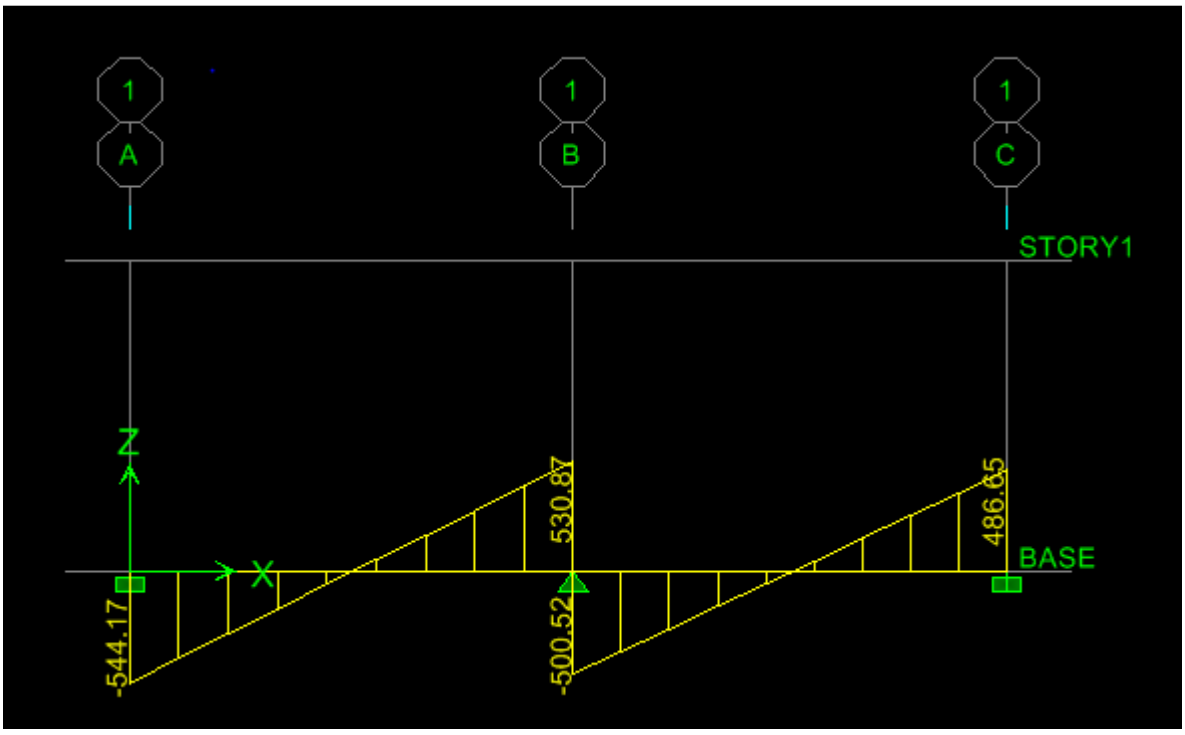


Figure VII- 11: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELS.

1) Ferraillage :

Pour le ferraillage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Efforts internes	**Sens longitudinal**	**Sens transversal**
M_{au} (KN.m)	745,08	712,65
M_{tu}(KN.m)	580,15	347,93
M_{as}(KN.m)	548,93	525,02
M_{ts}(KN.m)	427,42	256,33
T_{umax}(KN)	829,10	713,93

Tableau VII-4: Les efforts internes dans la nervure.

b=50cm; d=85 cm; h=90cm ; c= 5cm

X-X	**Mu(KN.m)**	**b (cm)**	**d (cm)**	μ	β	**Ast (cm^2)**	**$A_{adopté}$ (cm^2)**
Appuis	745,08	50	85	0,146	0,921	27,35	8HA20+2HA16=29,15
Travée	580,15	50	85	0,114	0,939	20,88	8HA20=25,13
Y-Y	Mu(KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	β	A st (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Appuis	712,65	50	85	0,138	0,925	26,04	8HA20+2HA16=29,15
Travée	347,93	50	85	0,068	0,965	12,18	4HA12=12,56

Tableau VII-5 : ferraillage de la nervure.

2) Vérification à l'ELU :

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23b\ d\ f_{t28}}{f_e} = 5,13cm^2$$

$A_{doptée} > A_{min}$ **.....condition vérifiée.**

-Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \le \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = \min(21,25;19,20) = 19,20cm$$

Soit St =15 cm.

-En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 42,5cm$.

Soit St = 15cm.

-Armatures transversales minimales :

$A_{min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 cm^2$.

Soit $A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2,5\ MPa$$

Avec : $T_{u\ max} = 829,10KN$

$$\tau_u = \frac{829,10 \times 10^3}{500 \times 850} = 1,95\ MPa$$

$\tau_u = 1,95MPa \prec \bar{\tau}_u\ 2,5MPa$ **..... condition vérifiée.**

3) Vérification à l'ELS :

X-X	**Ms KN.m**	**b (cm)**	**d (cm)**	**A (cm^2)**	**ρ1**	**K1**	**β1**	σ_s **(MPa)**	σ_{bc} **(MPa)**	$\bar{\sigma}_{bc}$ **(MPa)**	**obs**
M st	427,42	50	85	25,13	0,591	28,86	0,886	225,84	7,82	15	cv
M sa	548,93	50	85	29,15	0,685	26,32	0,879	252,04	9,57	15	cv
Y-Y	**Ms**	**b (cm)**	**d (cm)**	**A**	**ρ1**	**K1**	**β1**	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	**obs**
M st	256,33	50	85	12,56	0,295	43,14	0,914	262,69	6,08	15	cv
M sa	525,02	50	85	29,15	0,685	26,32	0,879	241,06	9,15	15	Cv

Tableau VII-6 : Vérification des contraintes à l'ELS .

4) Armatures de peau (BAEL91/Art A-8-3)

Ces armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90cm. La quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

Ap =3×0,90 = 2,7m^2 par parois. à raison de (3cm^2/ml).

Soit **3HA12** Avec une épingle **T8.**

CONCLUSION

L’étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l’apprentissage théorique du cycle de formation de l’ingénieur et surtout d’apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d’une part, et d’autre part d’acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d’études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD … qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures. Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d’assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique

Dans le domaine de génie civil on s’intéresse à la résistance, durabilité et l’économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et quelle sera d’une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

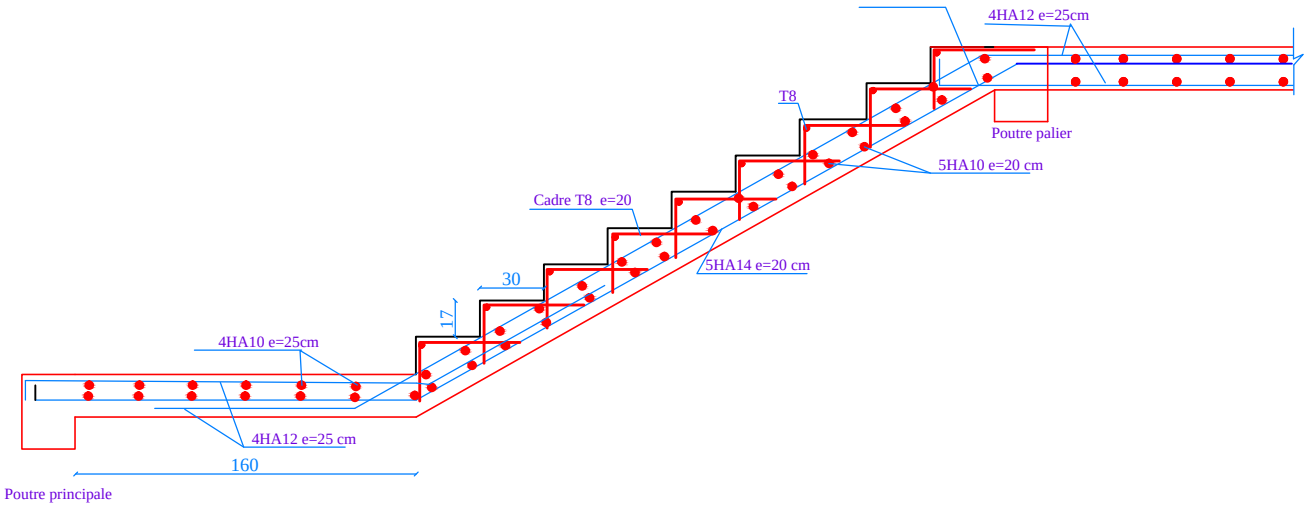
Règlements :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

Ouvrages :

- Calcul des ouvrages en béton armé- M.BELAZOUGUI.
- Construire parasismique-Milan ZACEK.
- Conception et calcul des structures de bâtiment-Henry THONIER.
- Formulaire du béton armé T1 et T2-Victor DAVIDOVICI.
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard-Barres/édition Dunod.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



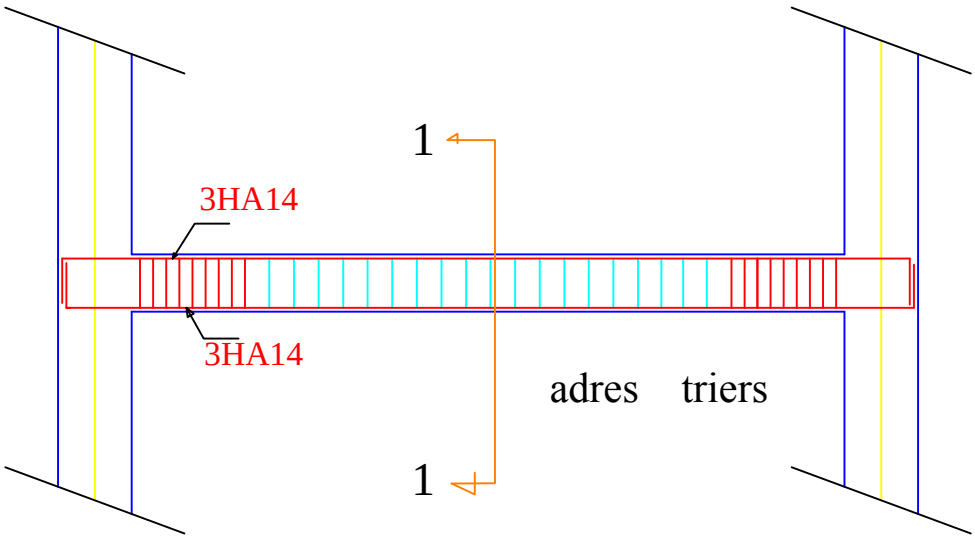
Plan de ferraillage de l'escalier

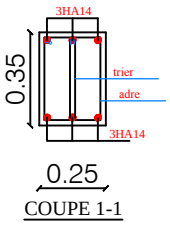
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage de l'escalier		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50 Promotion:
Dirig®par:	M. MANI	2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





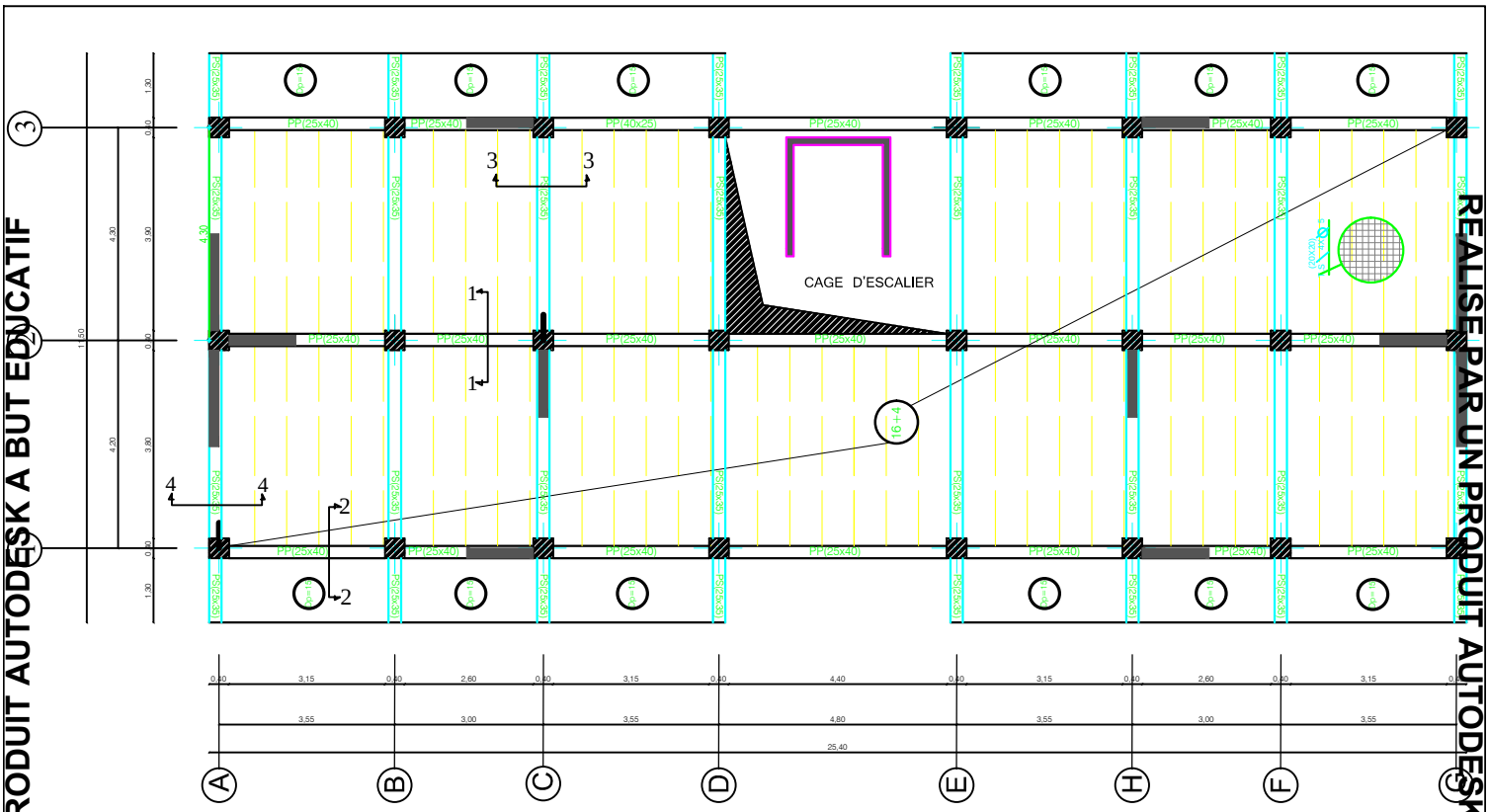
COUPE 1-1

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage de la poutre paliere		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



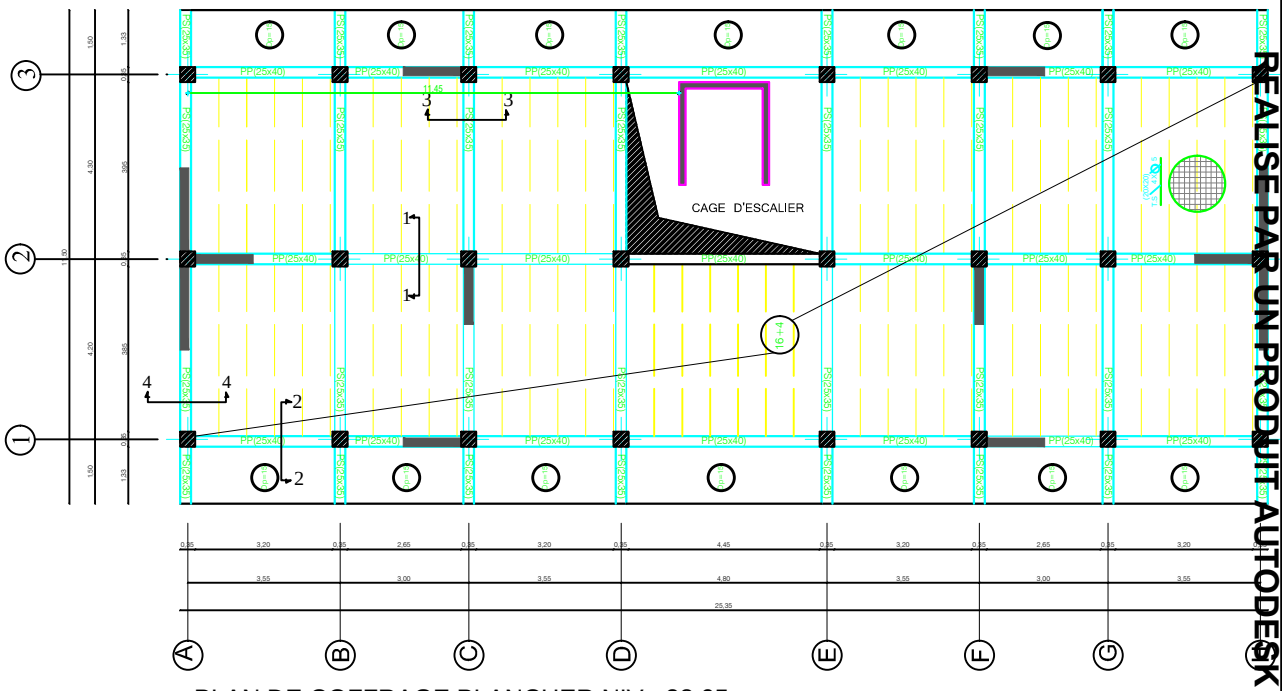
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV:+12,75,+15,81,+18,87.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage du plancher niv;+12,75;+15,81;+18,87		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



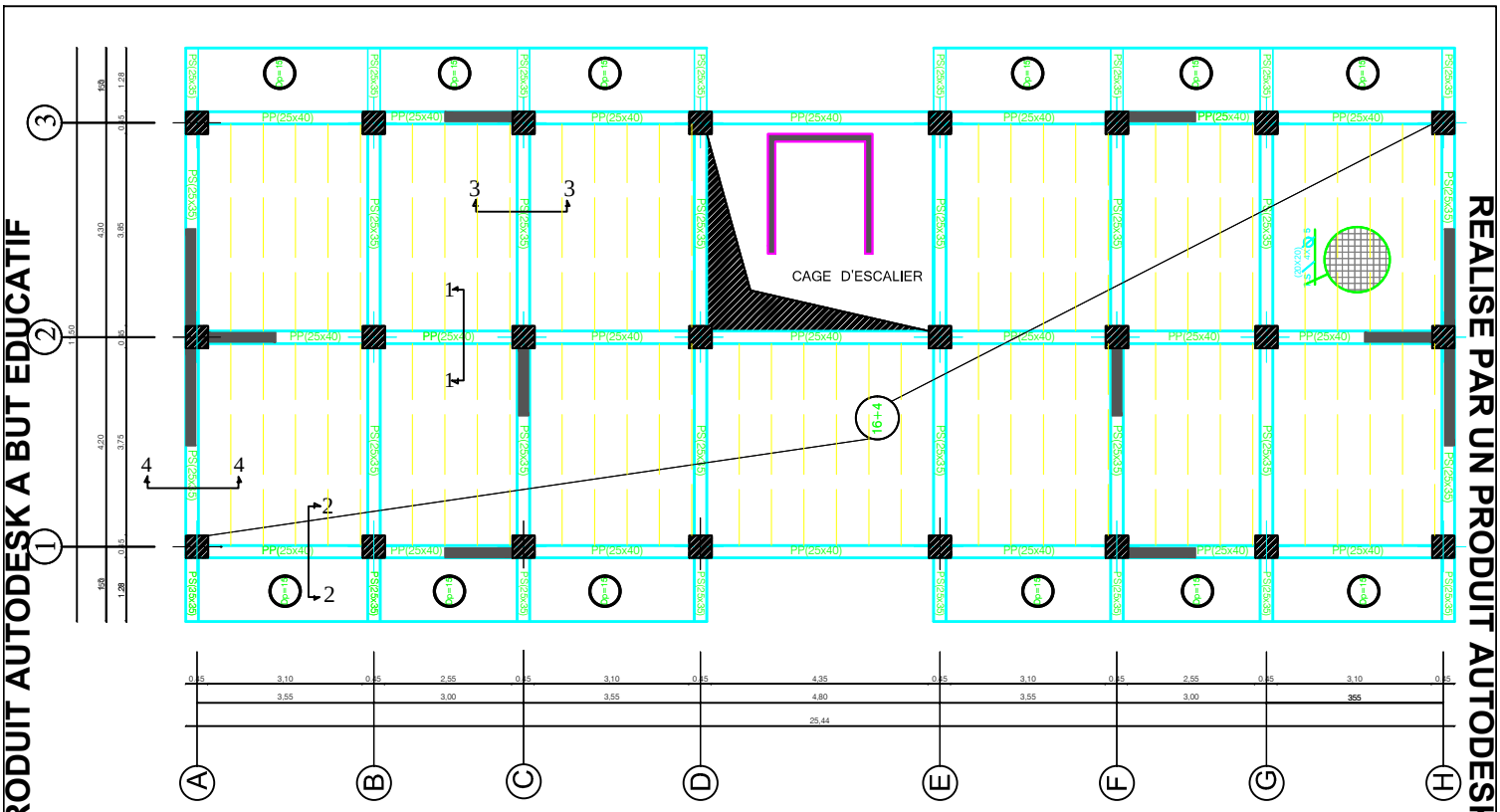
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV:+28,05.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage du plancher niv:28,05		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50 Promotion:
Dirig®par:	M. MANI	2016-2017

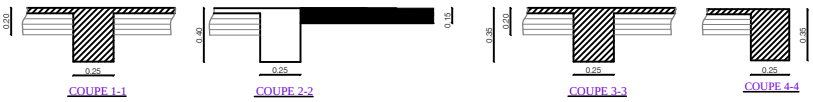
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV:+6,63,+9,96.

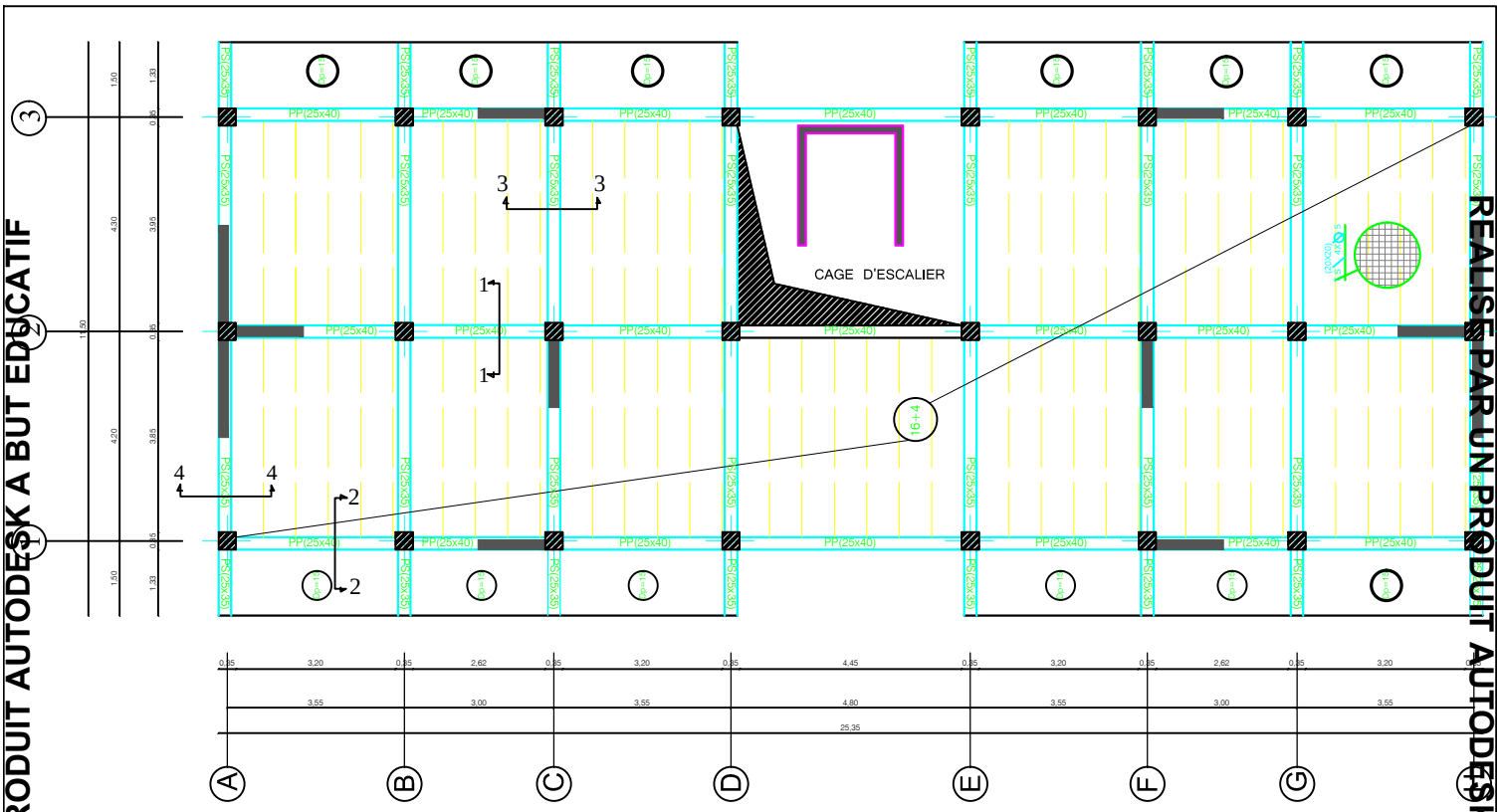


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage plancher niv ;+6,63;+9,96		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



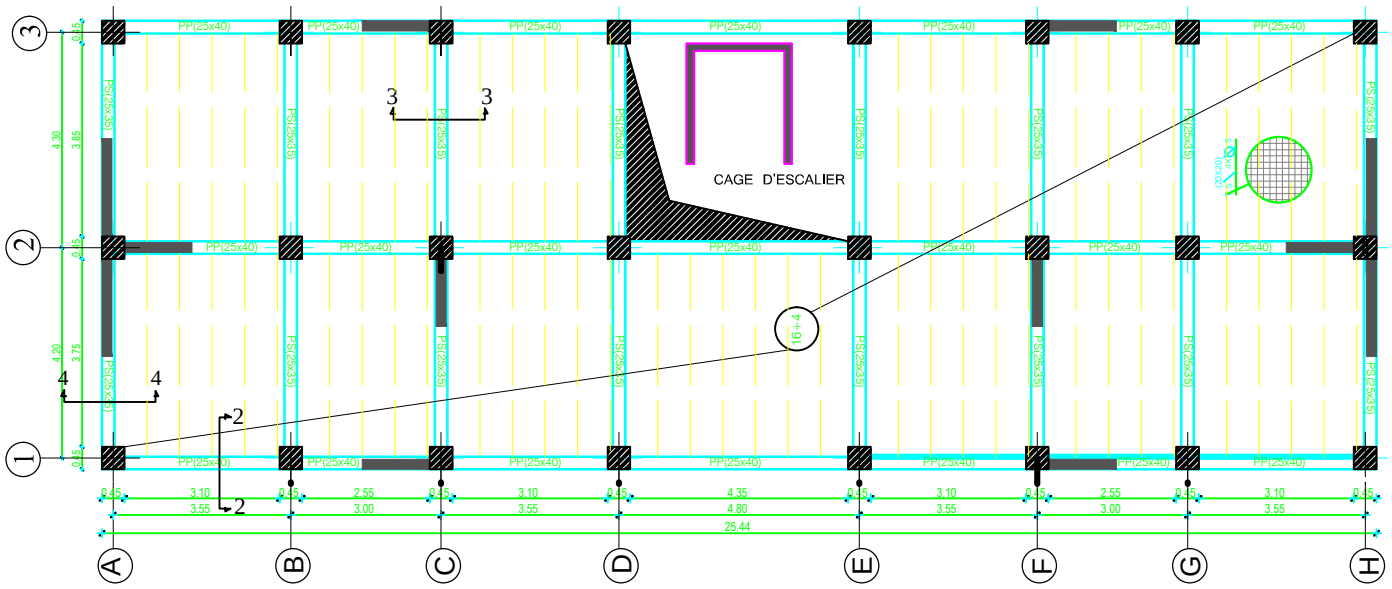
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV:+21,93,+24,99.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage du plancher niv;+21,93;+24,99		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

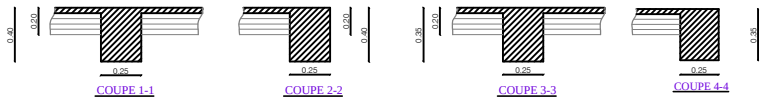
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+3,57

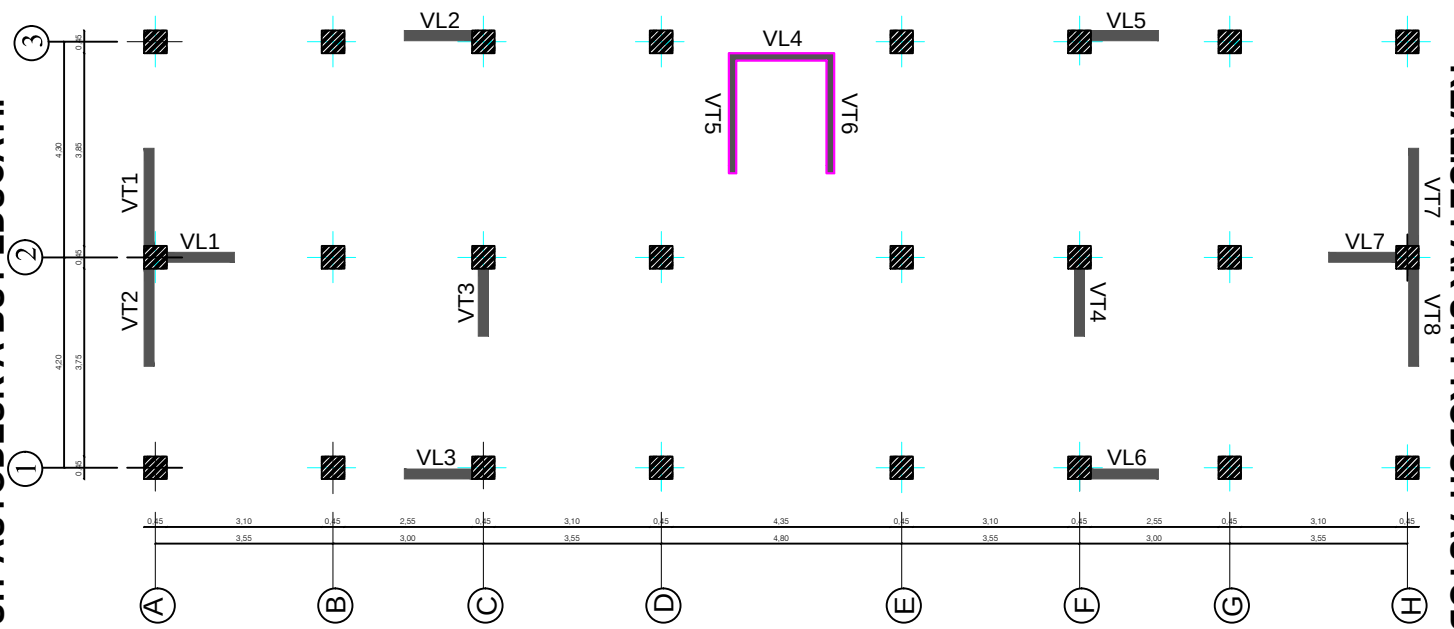


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage du plancher niv:3,57		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



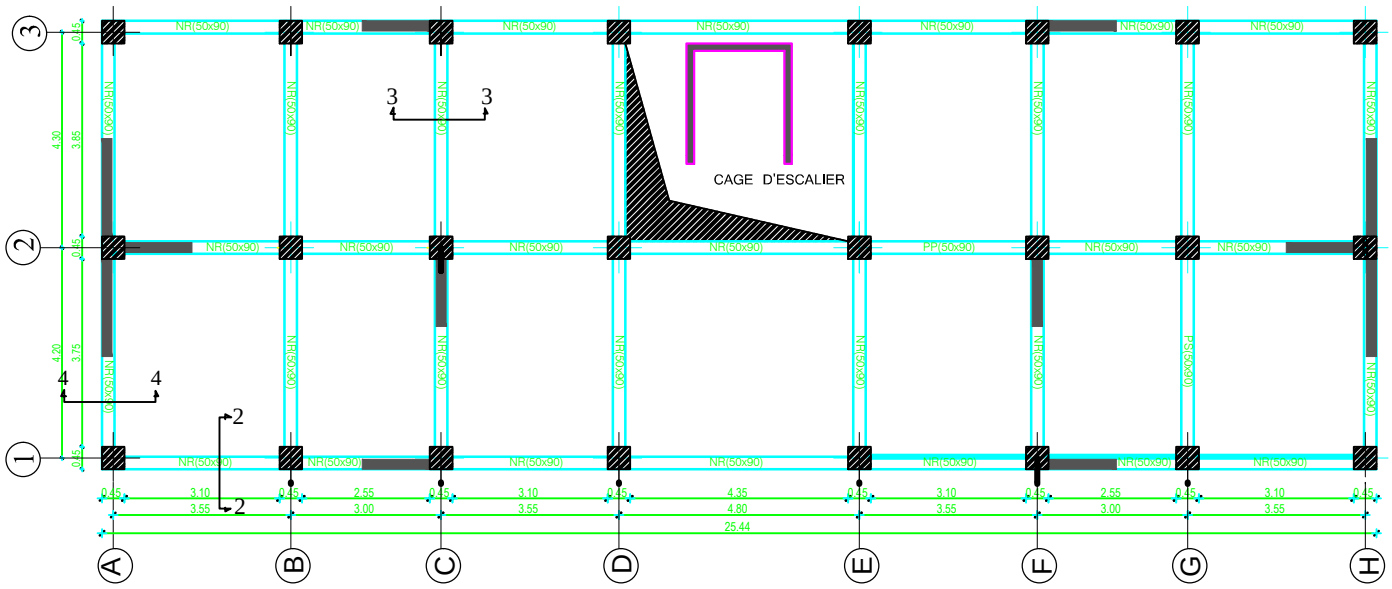
Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de disposition des voiles		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

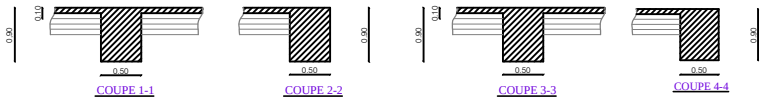
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

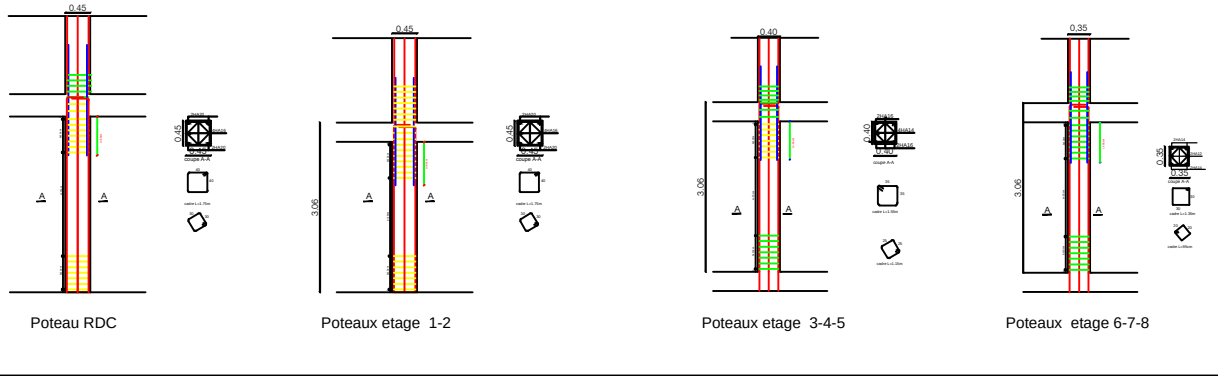


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage du radier		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle. FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/50
Dirig®par:	M. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Poteau RDC

Poteaux etage 1-2

Poteaux etage 3-4-5

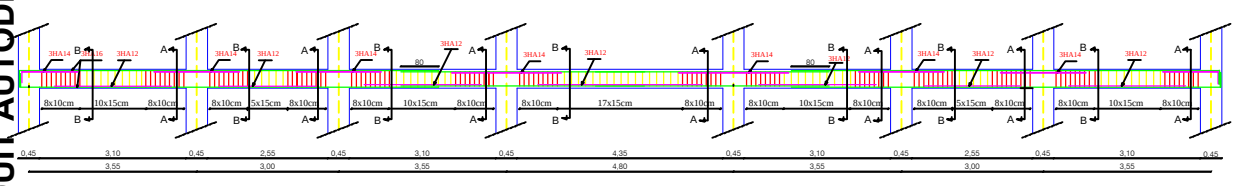
Poteaux etage 6-7-8

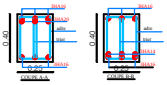
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



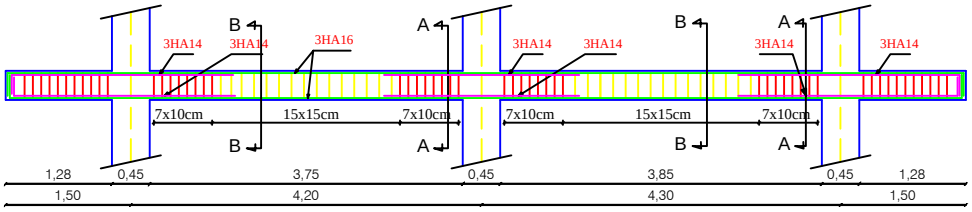


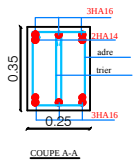
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



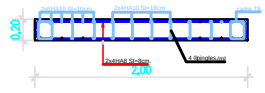


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

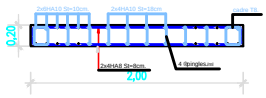
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage des voiles VT5,VT6.

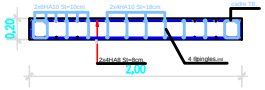
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
Dirig®par:	Mr. MANI	Promotion: 2016-2017

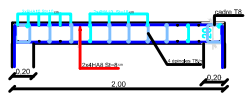
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

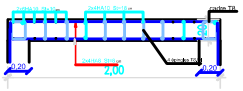
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage de voile VL4

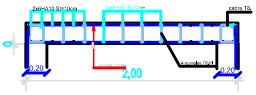
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle. BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
Dirig®par:	Mr. MANI	Promotion: 2016-2017

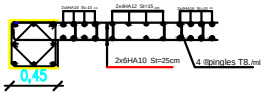
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

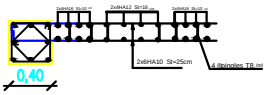
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage de voile VL3

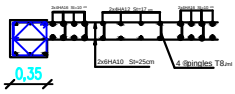
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
		Promotion:
Dirig®par:	Mr. MANI	2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

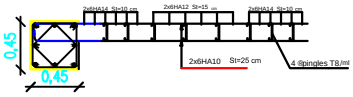
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

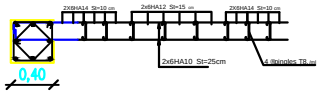
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage de voile VT1.VT7

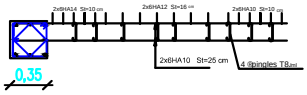
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
Dirig®par:	Mr. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

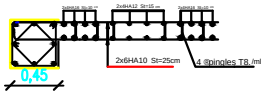
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

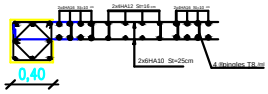
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage de voile VL1.VL2.VL3.VL5.VL6

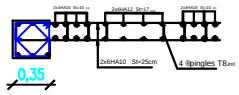
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
Dirig®par:	Mr. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

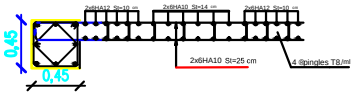
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

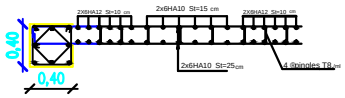
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage des voiles VT2.VT8

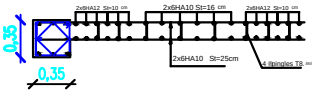
ZONE I.



ZONE II.



ZONE III.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de ferraillage des voiles		
Dessin®par:	Melle.BOURAHLA DJEDJIGA Melle.FERHAT MASSISSILIA	Echelle:1/25
Dirig®par:	Mr. MANI	Promotion: 2016-2017

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF