

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial à structure mixte avec le logiciel ETABS

Etudié par :

Mr. BELAID ABDESLAM

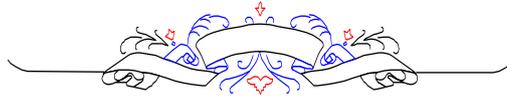
M^{elle} AOUANECHÉ NORA

Dirigé par :

M^r AIT-AMMAR

2013/2014

Remerciements



*En achevant ce modeste travail nous remercions **DIEU** qui nous a donné la force et la patience d'arrivé à ce jour*

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

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudees et notre profonde reconnaissance à notre promoteur **Mr AIT-AMMAR** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente.*

Nos plus vifs remerciements vont à tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation

*Nous remercions également tous les membres de jury **Mr ILLOULI, Mme. MEZIANI** et **Mme BOUBRIT** pour l'honneur qu'ils nous feront en jugeant notre travail.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers **parents** qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces longues années d'études et mes **beaux parents**. Que dieu les protège tous et les garde en bonne santé.*

A ma chère épouse (Binôme) : Nora.

A mes frères : Tarik, Rezki et sa femme Hiba .

A ma petite sœur : Dalila.

Aux petits anges : (Bilel, Moumouh, Yasten, Rahil et Melissa).

*A ma **belle famille** : **AOUANECHÉ**.*

*Ainsi qu'à toute la famille : **BELAID, CHAOUCHI** et **BELAIBOUD***

A tous mes amis : Nadjib, Toufik, ALI, Mhamed.....

A tous mes collègues et membres de (A.C.I.A)

A M' : KERBAL Mohammed et LAMARI Mourad

A tous les étudiants de la promotion(2013/2014).

Abdeslam

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers **parents** qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces longues années d'étude que dieu me les garde en bonne santé.*

A mon époux (Binôme) : ABDESLAM.

A mes frères : FARID, KAMEL.

A mes sœurs : DYHIA, FARIDA et son marie MERZOUK.

Aux petits anges : (MOUMOUH, YASTENE et JUBA).

*A ma **belle famille** : BELAID.*

Ainsi qu'à toute la famille : HETTAL.

A toutes mes amies : NABILA, RANDA, JIJI et sa sœur LYNDA, MALIKA, REZIKA.B et LYNDA.G.....

Et toute personne que je connais durant mes études

*A toute la promotion 2013/ 2014 (**Master2. G.C**).*

NORA

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Présentation d'ouvrage et Caractéristique de ses éléments.....	1
Caractéristiques des matériaux.....	3

CHAPITRE II : pré-dimensionnement des éléments

Les planchers.....	10
Les poutres.....	11
Les voiles.....	12
Les poteaux.....	14
Descente de charges.....	15
Résumé II.....	21

CHAPITRE III : calcul des éléments

Planchers (Les poutrelle).....	22
Résumé III.1.....	48
Escalier.....	49
Résumé II.2.....	63
Poutre palière.....	64
Résumé III.3.....	71
Acrotère.....	73
Résumé III.4.....	80
Salle machine.....	81
Résumé III.5.....	90
Porte a faux.....	91
Résumé III.6.....	97

CHAPITRE IV : Présentation du logiciel ETABS

Description générale du logiciel et manuel d'utilisation.....	98
Vérification de la structure et l'exploitation des résultats.....	99

CHAPITRE V : vérifications les exigences de l'RPA

Choix de la méthode de calcul.....	121
Centre de masse.....	122
Périodes de vibrations.....	124
Les déplacements.....	130
L'effet P-Delta.....	133
Pourcentages des portiques.....	135
Résumé V.....	136

CHAPITRE VI : ferrailages des portiques

Les poutres.....	138
Résumé VI.1.....	151
Résumé VI.2.....	161
Les poteaux.....	164
Résumé VI.3.....	173
Résumé VI.4.....	183
Les voiles.....	184

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

Les fondations (isolées et filantes).....	199
Résumé VII.1.....	204
Ferrailage de radier général.....	211
Résumé VII.3.....	214
Ferrailage du débord.....	216
Résumé VII.4.....	217

Ferrailage des nervures.....	217
Armatures de peau.....	223

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I:Caractéristiques des aciers.....	7
--------------------------------------------	---

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments

TableauII.1 : Vérifications des contraintes exigées Par le RPA.....	12
Tableau II.2 : Détermination de la charge permanent du plancher terrasse.....	15
Tableau II.3 : détermination de la charge permanente du plancher d'étage courant....	15
Tableau II.4 : Détermination de la charge permanente du console	16
Tableau II.5 : détermination des charges permanentes revenant aux murs extérieurs...17	
Tableau II.6 : détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs...17	
Tableau II.7 : les valeurs des coefficients de dégression des charges.....	18
Tableau II.8 : récapitulation de la descente de charge.....	19
Tableau II.9 : vérification des sections selon le RPA99(Art 7.4.1).....	20

CHAPITRE III : calcul des éléments

Tableau III.3.1 : charges totales de la volée.....	51
Tableau III.3.2 : charges totales du palier.....	51
Tableau III.5.1 : les charges permanentes revenant au porte a faux.....	92

CHAPITRE V : vérifications aux exigences du RPA

Tableau V.1 : représentatif de l'excentricité trouvée par le logiciel.....	122
Tableau V.2: Valeurs de pénalités P_q	126
Tableau V.3 : efforts tranchant a la base du bâtiments.....	128
Tableau V.4 : la période fondamentale et le taux de participation massique	129
Tableau V.5: déplacements relatifs des portiques sens X-X	130
Tableau V.6: déplacements relatifs des portiques sens Y-Y.....	130
Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	134

CHAPITRE VI : ferrailage des portiques

Tableaux VI-2-1) pourcentage des armatures longitudinales.....	138
Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis	148
Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales travée (30X40).....	149
Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis.....	150
Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.....	151
Tableau VI.6: Ferrailage des poutres à l'ELU.....	152
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes max dans les poutres principales appuis et travées	157
Tableau VI.8: Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires appuis et travées.....	159
Tableaux VI.9 : ferrailage des poutres principales (30x40) appuis et travées	161
Tableaux VI.10 : ferrailage des poutres secondaires (30x35) appuis et travées	162
Tableaux VI.12 : récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.....	165
Tableau VI.13 : ferrailage des poteaux sens longitudinal (M_2).....	171

Tableau VI.14: ferrailage des poteaux sens transversal (M_3).....	172
Tableau VI.15 : tableau récapitulatif.....	173
Tableau VI.16): vérifications du ferrailage des poteaux à l'ELS suivant le sens M_2	180
Tableau VI.17): vérifications du ferrailage des poteaux à l'ELS suivant le sens M_3	180
Tableaux VI.18 : vérification de la condition de non fragilité selon M_3	182
Tableaux VI.19 : vérification de la condition de non fragilité selon M_2	183
Tableau VI 20 : Ferrailage des voiles transversaux	195
Tableau VI 21:Ferrailage des voiles longitudinaux	196
Tableau VI 22 : Ferrailage des voiles transversaux ascenseur.....	197
Tableau VI 23 : Ferrailage des bouts de voiles	198

CHAPITRE VII : **Etude de l'infrastructure**

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	200
Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	200
Tableaux VII.3 : Ferrailage du panneau de dalle à ELU.....	214
Tableau VII.4 : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens X-X.....	200
Tableau VII-5 : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y.....	220
Tableau VII-6 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens xx.....	220
Tableau VII-7 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens yy.....	220

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Fig. I-1 : Diagramme contraintes- déformations (ELU).....	5
Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS).....	5
Fig. I-3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers (ELU).....	8

CHAPITRE II :

FigII.1. Eléments d'un plancher en corps creux.....	10
Fig. II.2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	14
Fig. II-3- Coupe d'un plancher terrasse.....	15
Fig II.4. Eléments constituant les planchers d'étage courant.....	16
Fig II.5 : Mur en double cloison.....	17
Fig II.6 : Mur en simple cloison(de séparation).....	17

CHAPITRE III :

FigIII.1 : Eléments d'un plancher	22
Fig III.2 : schéma du treillis soudé.....	23
FigIII-3: construction de la section en T.....	23
Fig III 4 : Schémas statique des poutrelles.....	25
Fig III.5 : schéma des moments isostatique de la poutrelle.....	26
Fig III-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	29
Fig. III-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	29
Fig. III-8 : schéma statique de la poutrelle.....	30
Fig III-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	31
Fig. III-10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	32
Fig III-11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	33
Fig. III-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	33

Fig III-13: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS	38
Fig. III-14 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS	38
Fig III-15: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.....	44
Fig. III-16 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.....	44
Fig.III.17 : Terminologie de l'escalier.....	49
Fig III.18 : Vue d'ensemble d'un escalier.....	49
Fig III.19 coupe verticale de la volée d'étage courant.....	50
Fig III .20. Schéma statique de calcul à l'ELU.....	52
FigIII.21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU..	54
Fig III .22 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	58
Fig III.23: Diagrammes des efforts tranchants et des moments flechissants à L'ELS...60	
Fig III.24 : schéma statique de la poutre palière.....	64
Fig III.25 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU	66
Fig. III.26 : ferrailage de la poutre palière.....	72
Figure III.27. Coupe transversale de l'acrotère.....	73
Fig. III.28 : les efforts internes.....	74
Fig III.29 : ferrailage de l'acrotère.....	80
Figure III.30 : Schéma en coupe de la salle machine.....	81
Fig III.31 : schéma statique de la salle machine.....	82
Fig III.32) ferrailage de la dalle de la salle machine	91
FigIII.33 :Schéma statique du porte a faux.....	92
Fig III-34 : plan de ferrailage du porte a faux.....	97

CHAPITRE V :

Fig. V .1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens...131

CHAPITRE VI :

Fig.VI.1 : schéma de calcul en flexion simple.....	140
Figure VI-2 : diagrammes des moments fléchissant des poutres principales sur appuis et en travée KN.m	145
Figure VI-3 : diagrammes des moments fléchissant des poutres secondaires sur appuis et en travée KN.m	147
Figure VI.4 :La flèche suivant (xx)	160
Figure VI .5 :La flèche suivant (yy)	161
Fig VI 6. : Ferrailages des poteaux	175
Figure VI.7 :_Diagramme des contraintes(SEC)	186
Figure VI.8 : Diagramme des contraintes (S.E.T) :.....	187
Figure VI.9 : Diagramme des contraintes(S.P.T)	187
Figure VI.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	189

CHAPITRE VII :

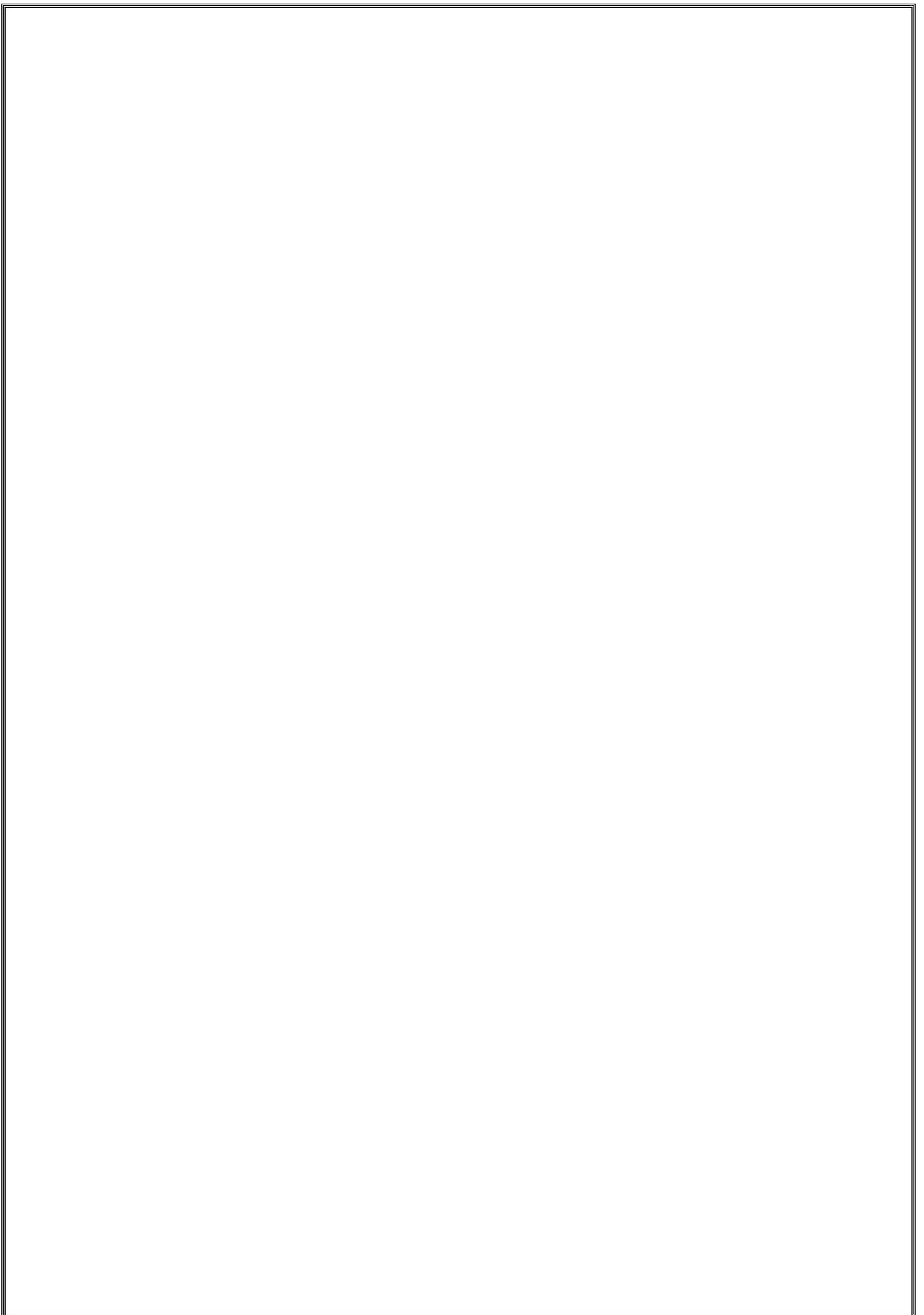
Fig.VII-1: Vue en plan de la semelle	201
Fig.VII-2 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.....	202
Fig. VII-3 Diagramme des contraintes.	209
Fig VII-4 Diagrammes des moments fléchissants à l'ELU.	218
Fig VII-5 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.....	218
Fig VI-6 Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS.....	218
Fig VII-7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	219
Fig VII-8 Diagrammes des moments fléchissants à l'ELU.....	219
Fig VII-9 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.....	219
Fig VII-10 Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS.....	219
Fig VII-11 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	220

INTRODUCTION

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie. L'ingénieur en tant que concerné par la sécurité publique et la préservation du potentiel économique doit tenir compte lors de l'étude de l'usage du bâtiment, des conditions économiques et de la résistance de l'ouvrage.

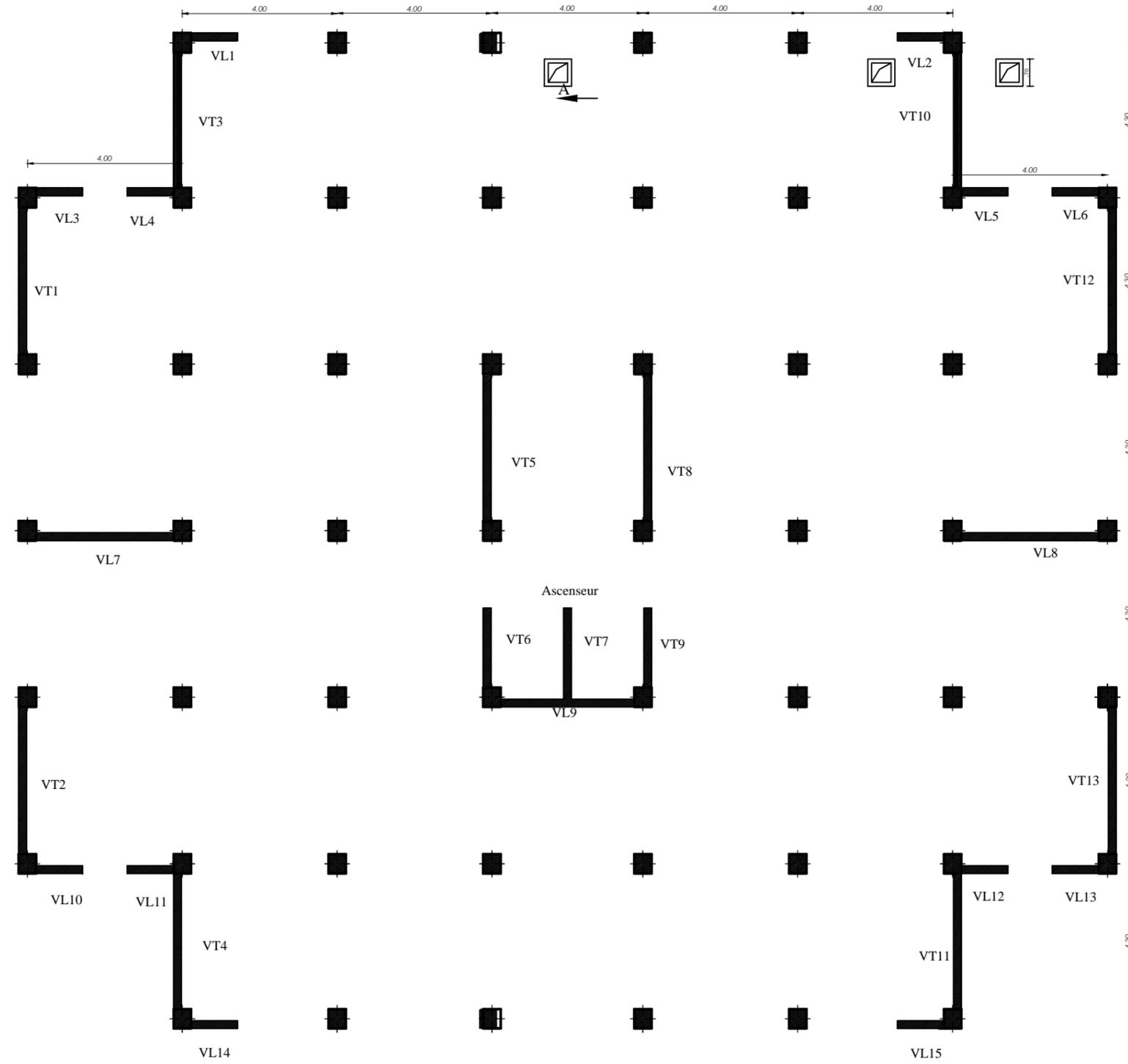
Par ailleurs, le matériau le plus répandu dans le domaine de la construction est le béton armé et ceci grâce à ses avantages, à savoir l'économie ; les propriétés mécaniques adéquates et les possibilités d'expressions architecturales.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment (RDC+9) à structure mixte à usage d'habitation et commercial implanté dans la région de TIZI-OUZOU.

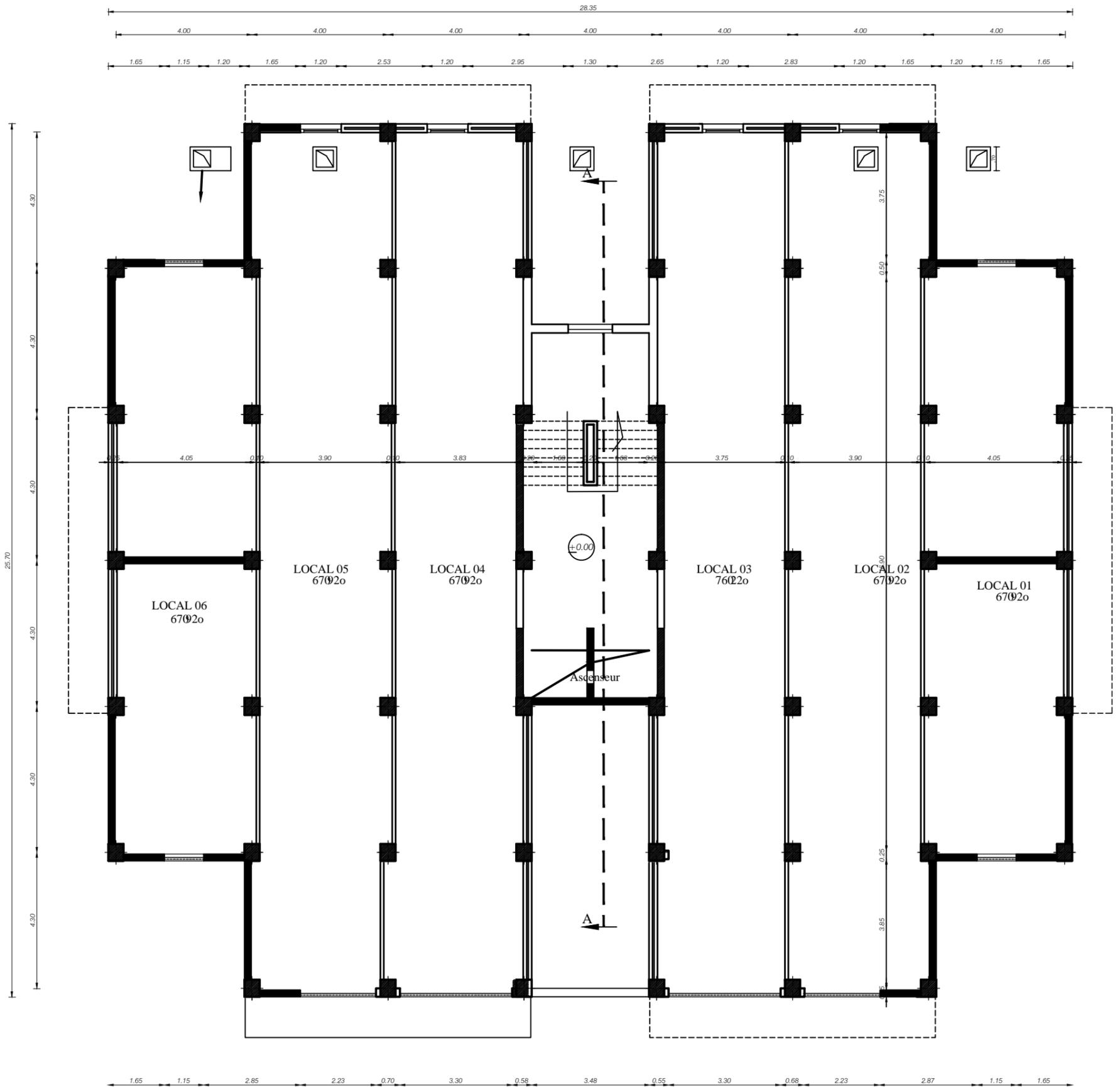


PLANS
D'ARCHITECTURE

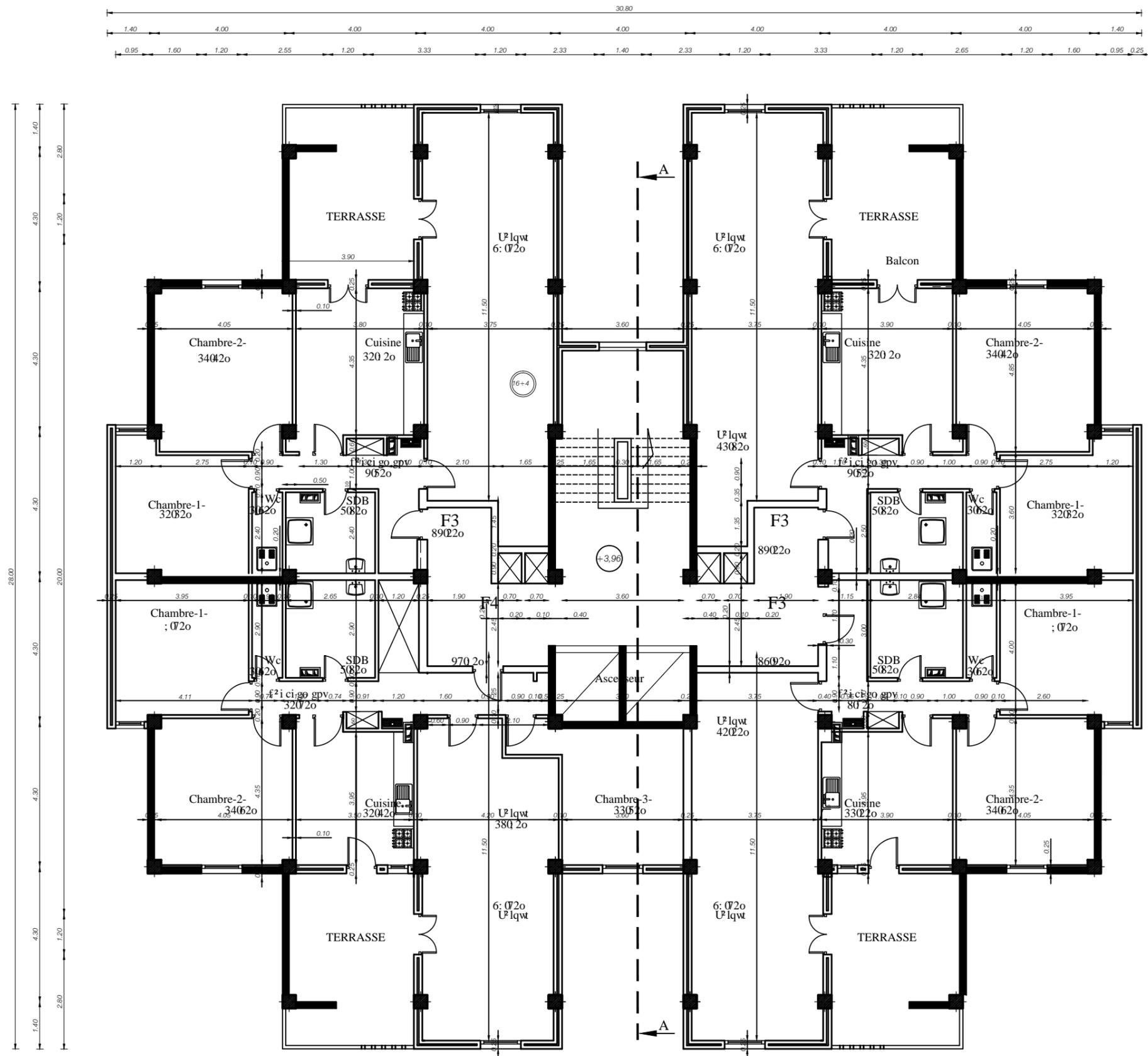
DISPOSITION DES VOILES



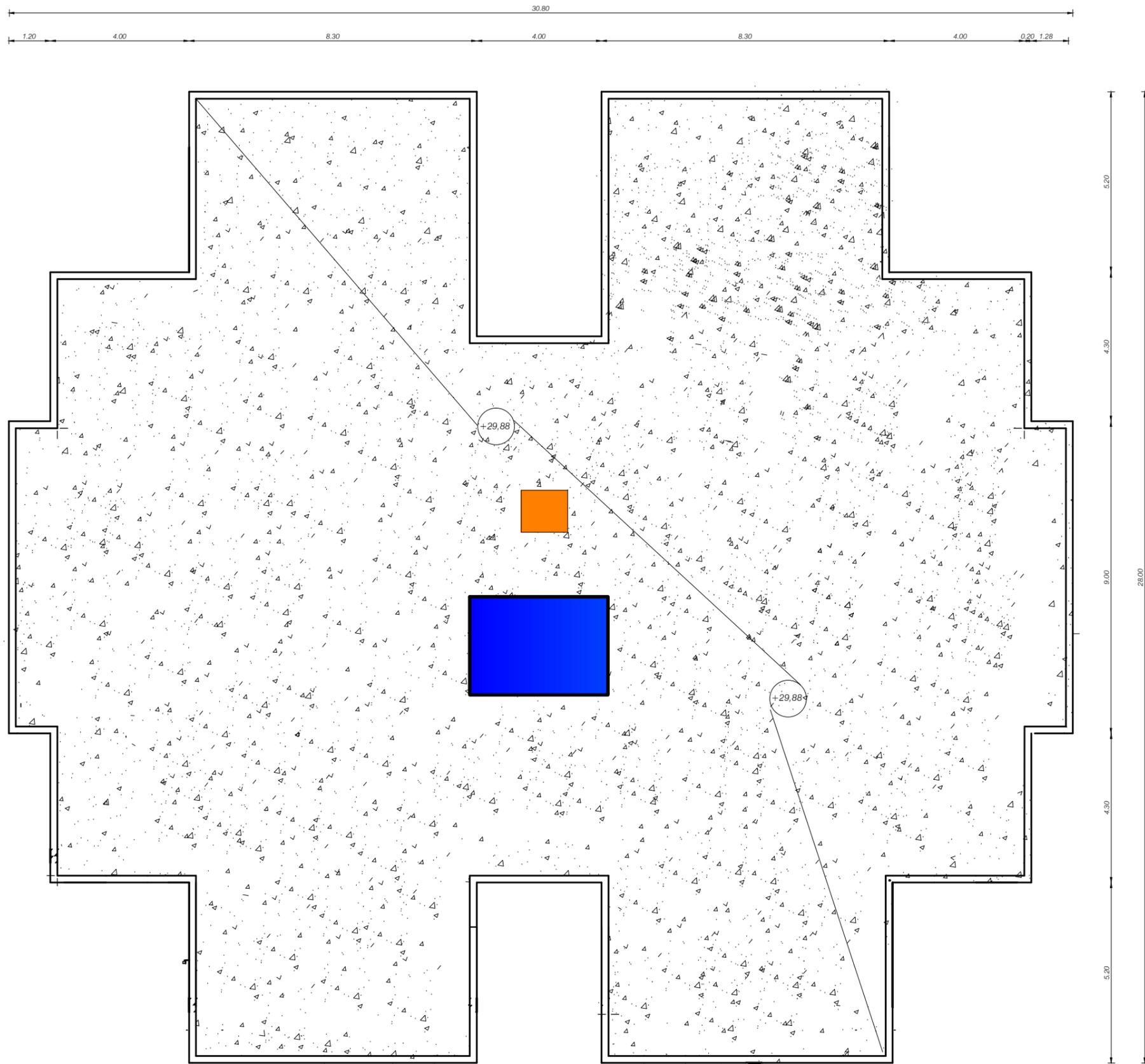
PLAN RDC



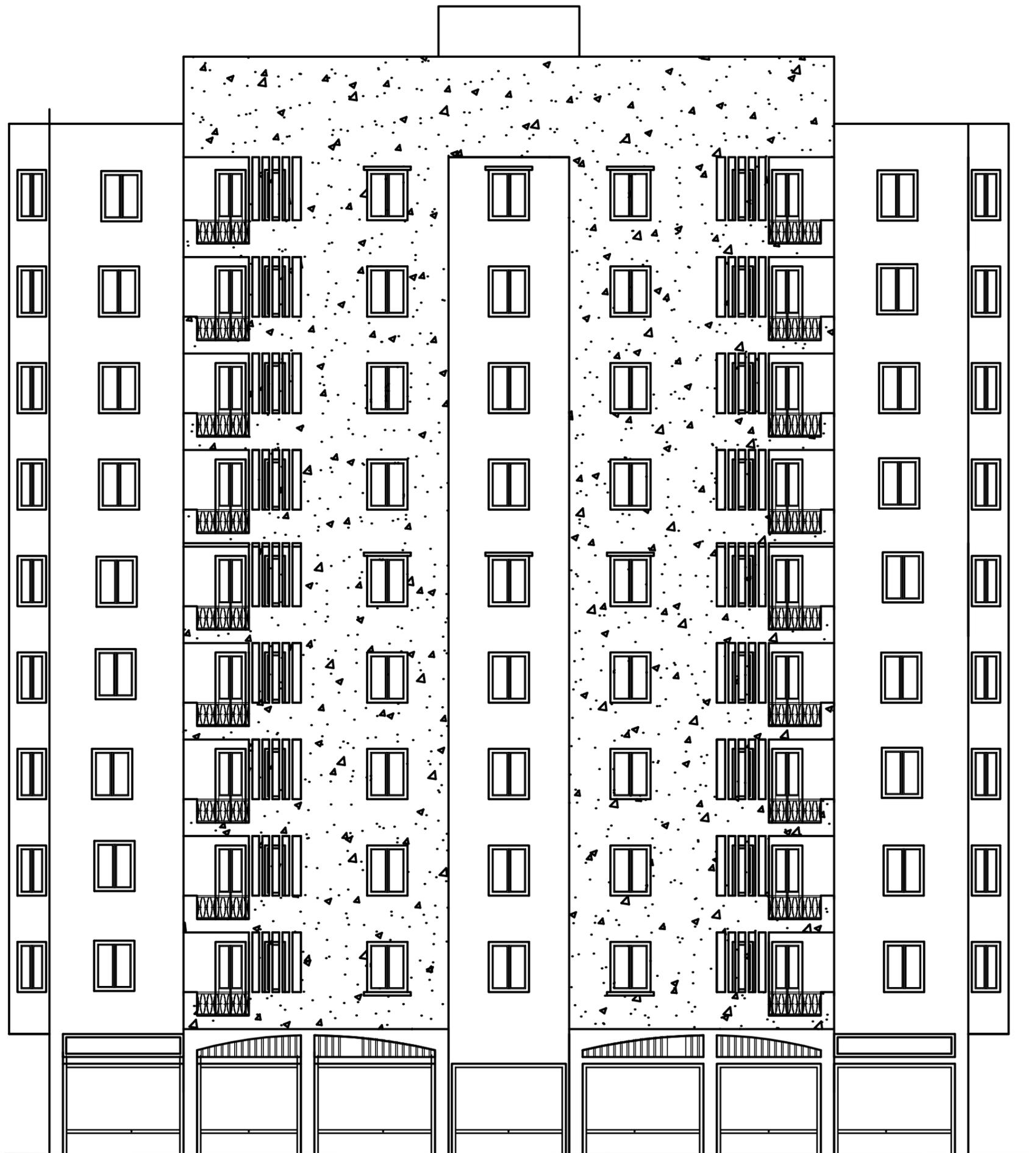
PLAN ETAGE COURANT



Plan de Terrasse



FACADE PRINCIPALE



CHAPITRE I :

*Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

I.1) Introduction :

Le présent projet consiste en l'étude complète des éléments résistants, d'un bâtiment à habitation et commercial dont le lieu d'implantation est la wilaya de TIZI-OUZOU, classée zone de moyenne sismicité –zoneII_a- selon le RPA99 .ver2003.

La structure est contreventée par des voiles et composée de :

- ❖ Rez de chaussée à usage commercial (RDC)
- ❖ Neuf étages à usage d'habitation
- ❖ Une cage d'escalier
- ❖ deux cages d'ascenseur

I.2) Dimensions en élévation :

- La hauteur totale de bâtiment :.....33,26m
- La hauteur du RDC :.....3,96m
- La hauteur de l'étage courant :.....2,88m
- La hauteur de l'acrotère :.....0,5m

I.3) dimensions en plan :

- Sens longitudinal : longueur totale du bâtiment =30,8m
- sens transversal : largeur totale du bâtiment=28,6 m

I.4)Le système structural :

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de la capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constructifs, du type de construction et des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans les portiques (poteaux , poutres) et des voiles en béton armé

I.5) les éléments constructifs de l'ouvrage :

I-5-1) les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment en assurant l'isolation thermique et acoustique, capable de supporter des charges permanentes et variables et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux de l'ossature. Il participe aussi au contreventement du bâtiment.

A l'exception des consoles (décrochements) qui seront réalisés en dalle pleines, les planchers et les balcons sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui ont pour fonctions :

- supporter et de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure

le plancher terrasse comporte en plus un système d'étanchéité composé de :

-Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

-Un isolant thermique (liège)

Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles a base de bitume armé

I-5-2) les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer a pieds d'un niveau a un autre

I-5-3) les revêtements :

Sont comme suite :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eau et cuisines
- Mortier de ciment pour les murs de façades et la cage d'escalier
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-5-4) Système de coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et métallique de façon a limité le temps d'exécution.

I-5-5) les voiles :

Les voiles sont :

Des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre la quasi-totalité des efforts horizontaux vis a vis de l'action du séisme

I-5-6) Remplissage :

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloison avec des briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs de séparation intérieure en simple cloison avec des briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-5-7) Balcons :

Les balcons sous forme de consoles seront réalisés en corps creux, les autres consoles (décrochements) seront réalisées en dalles pleines.

I-5-8) Cage d'ascenseur :

L'ouvrage comporte deux cages d'ascenseur réalisées par des voiles en béton armé

***Caractéristiques du sol :**

Les essais réalisés par le laboratoire de géotechnique ont données les résultats suivants :

- Contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2$ bars a 1m de profondeur
- Type du sol : sol meuble

I-6) caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-6-1) le béton :****I-6-1-1) comportement expérimental :**

Le béton : est un matériau constitué d'un mélange de :Ciment, granulats «sable et gravier » et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa haute résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité du ciment et de l'eau de gâchage et les conditions climatiques, ce dernier sera conforme aux règles BAEL91 et RPA99 modifier en 2003.

A titre indicatif le dosage courant pour 1 m³ de volume est donné comme suite :

- Granulats (sable $\varnothing \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \varnothing \leq 25\text{mm}$)
- Gravions :800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400 kg/m³ de classe 42.5R
- 150 à 200 L d'eau.

A) Résistance caractéristique du béton a la compression :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression. Elle est évaluée à 28 jours dites valeur **caractéristique requise**. Celle-ci notée f_{c28} est choisie en fonctions des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de Vérifier qu'elle est atteinte sur chantiers. Pour le choix de la valeur de f_{c28} . On peut considérer que :

$f_{c28} = 20\text{MPa}$ facilement atteinte sur les chantiers.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre cas, elle est prise égale à **25MPa**. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge « J » est inférieur à 28, qui on se réfère à la résistance « f_{cj} ».

Pour $J \leq 28$ f_{cj} du béton non traité thermiquement est :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

B) Résistance du béton à la traction : Art A2.112BAEL91 modifier 99)

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est définie par :

$$f_{ti} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

C) Contrainte limite de service à la compression :

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ en MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ [MPa]} \ll \text{ Art 4.5.2BAEL91} \gg$$

D) Contrainte limite de résistance à la compression f_{bc} :

➤ **À l'ELU :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (\text{Art .A.4.3 ; 41 BAEL 91})$$

Où f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

• **Cas courant :**

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

• **Cas accidentel :**

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,47\text{MPa}$$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1\text{ h} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ on aura : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **AL'ELS:**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{[MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on aura : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \quad \text{[MPa]}$

a -Diagrammes des contraintes – déformations à ELU : A L'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

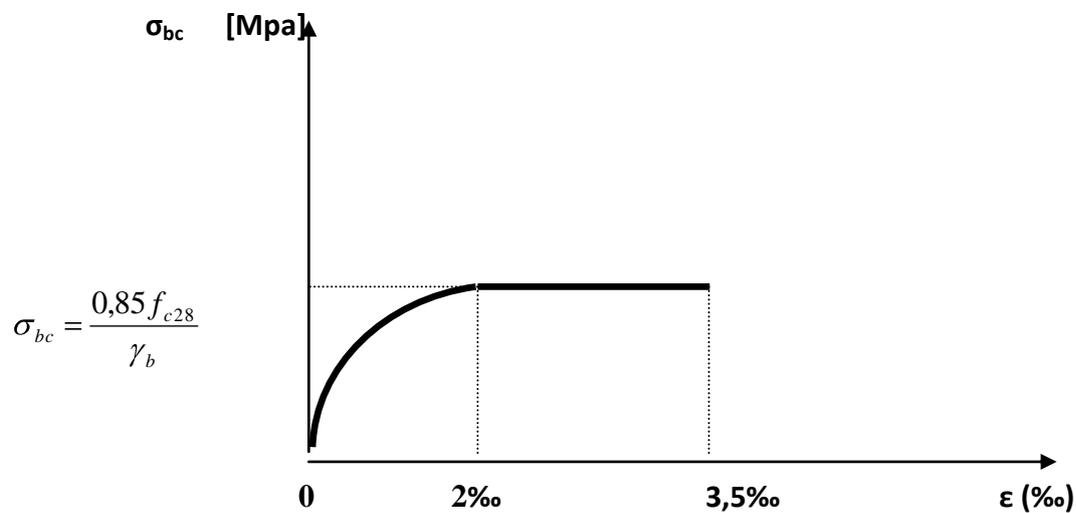


Fig. I-1 : Diagramme contraintes- déformations (ELU)

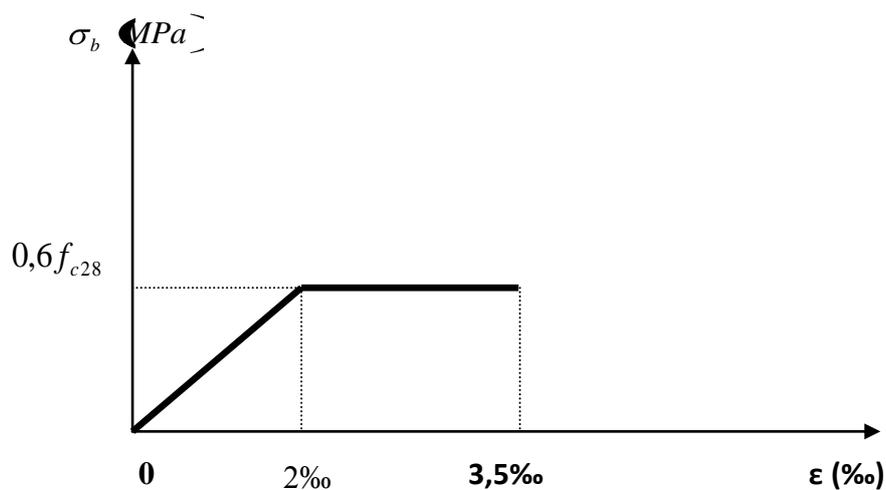


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS)

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

b- Contrainte limite de cisaillement (Art :A 5.1,21 BAEL) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Art A.5.1 BAEL 91}) \text{ avec :}$$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b_0 : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile .

Cette valeur ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

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

- **Cas de fissuration préjudiciable où très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

D) Module de déformation du béton : Art A2.1,21BAEL91)

- Module de déformation longitudinal instantané : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinal différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinal différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \longrightarrow \quad E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

-Module de déformation transversal :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

ν : coefficient de poisson.

-coefficient de poisson (Art :A2.1,3BAEL) :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.0 \text{ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).} \\ \nu = 0.2 \text{ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).} \end{array} \right.$$

I-6-2)-Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction

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

a) caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance A la Rupture [Mpa]	Allongement Relatif à la Rupture (%)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) Scellement
Aciers en barres	Haute Adhérence FeE 40	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	550	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

1.6.2.1) Module de déformation longitudinal

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier $E_s = 200000\text{MPa}$

1.6.2.2) La contrainte limite dans les aciers (BAEL91/Art A.2.2.1) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [MPa]$$

Avec γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers ; il a pour valeurs :

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

Pour les aciers (HA) :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les treillis soudés (TS) :

$$f_e = 520 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 452,20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 520 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissurations dans le béton, car si elles devaient être trop importantes, elles causeraient la corrosion des armatures et pour cela on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Le diagramme ci-après représente les déformations (allongements) de l'acier en fonction de sa contrainte maximale.

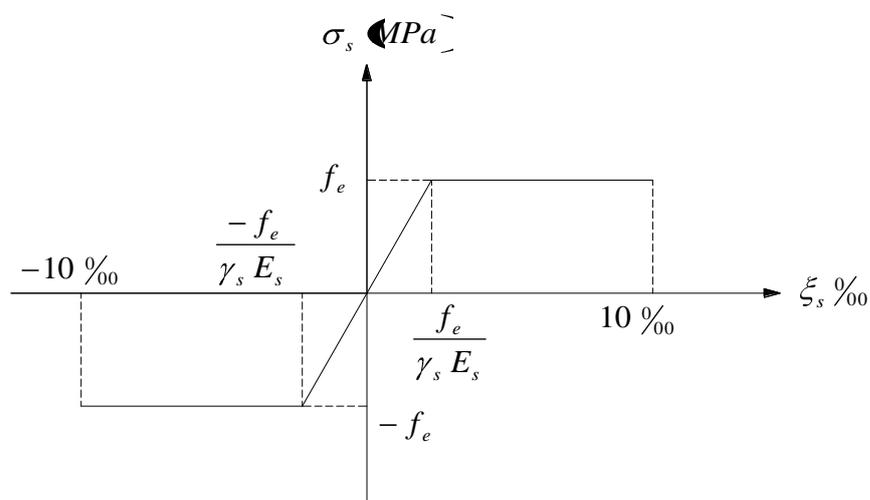


Fig. I-3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers (ELU)

Le diagramme simplifié est adopté vis-à-vis des justifications des contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures (à l'ELS)

*** fissuration peu nuisible : (BAEL9 /Art 4-5-32)**

Pour les éléments intérieurs, aucune vérification n'est à effectuer.

$$\sigma_s = 1,15 \text{ MPa}$$

***fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Pour les éléments exposés aux intempéries, la contrainte de traction est telle que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left[0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \right\} = \zeta$$

***fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine ; les acides ; gaz...), la contrainte de traction dans les armatures tendues est telle que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[0,5 \times f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$$

$\eta = 1,6$ Pour les aciers de haute adhérence (HA). $> 6\text{mm}$

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

Avec η : est le coefficient de fissuration relative.

1.6.2.3) Protection des armatures :

Afin de protéger les aciers contre la corrosion, le règlement nous impose des dimensions minimales d'enrobage des aciers(C).

- * $C \geq 1$ cm : Si l'élément est situé dans un local couvert non soumis à des condensations.
- * $C \geq 2$ cm : Si les éléments sont exposés aux intempéries et aux condensations.
- * $C \geq 3$ cm : Si les éléments sont soumis aux actions agressives.
- * $C \geq 4$ cm : Si l'atmosphère est agressive.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

II.2) Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure afin d'assurer sa bonne résistance ; cela en respectant les recommandations en vigueur (RPA99,BAEL91 et le CBA93).

II.3) les planchers :

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

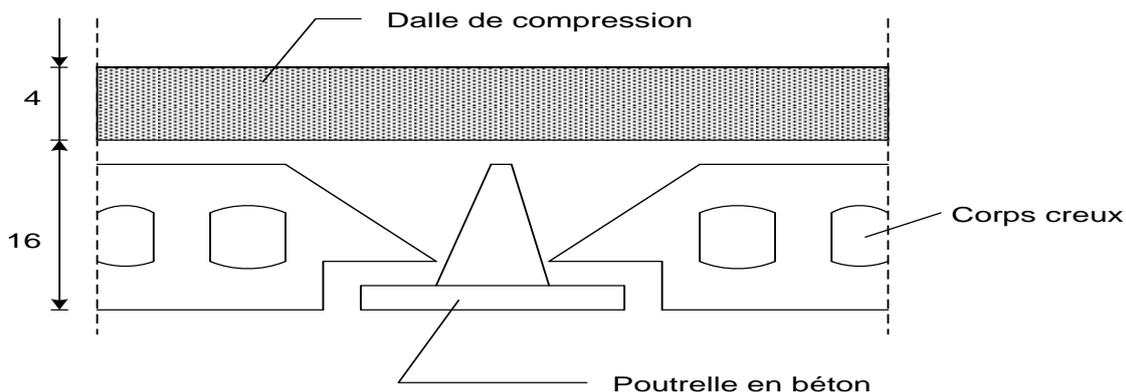


Figure II.1. Eléments d'un plancher en corps creux

II.3-a-Dalles :

Tous les planchers de notre bâtiment seront en corps creux.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : **$L = 4,00m$**

$$L=400cm$$

Ce qui nous donne :

$h_{tp} \geq 400/22,5 = 18$ (cm) on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire :

$$h_{tp} = 20 \text{ cm}$$

II.3-b-Poutres :

Les poutres sont en béton armé de sections rectangulaires, leur rôle est de transmettre les charges et surcharges aux poteaux.

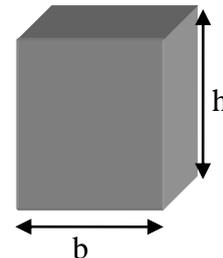
Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suite :

❖ **BAEL 91 :**

✓ Sous charges verticales $\frac{L_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{10}$

✓ Sous charges horizontales : $hp \geq \frac{L_{max}}{12} \Rightarrow hp \geq 31,67 \text{ cm.}$

Où : **L_{max}** : portée maximum entre nus.
h : hauteur de la poutre.
b : largeur de la poutre.



✚ **Poutres principales :**

Se sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$L=430-30=400\text{cm}$

$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26,66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$

Soit: **h = 40cm**

$0,3 \cdot hp \leq b \leq 0,8 \cdot hp \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$; donc : **b = 30cm**

❖ **RPA 2003 : (Art 7-5)**

- $b \geq 20\text{cm.}$
- $h \geq 30\text{cm.}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 \leq 4$ **Condition vérifiée**
- $b_{max} \leq 1,5h+b.$

➤ Les dimensions des poutres principales pour tous les niveaux sont :

h=40cm

b=30cm

✚ **Poutres secondaires :**

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

$L=400-30=370\text{cm}$

$\frac{370}{15} \leq hp \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,66 \leq hp \leq 37 \text{ cm}$

Soit: **h = 35cm**

$0,3.hp \leq b \leq 0,8.hp \Rightarrow 10,5cm \leq b \leq 28cm ;$
 donc : **b = 30cm**

❖ **RPA 2003 : (Art 7-5)**

- $b \geq 20cm.$
- $h \geq 30cm.$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 35/30 = 1,16 \leq 4$ **Conditions vérifiées**
- $b_{max} \leq 1,5h+b.$

➤ Les dimensions des poutres secondaires pour tous les niveaux sont :

h=35cm

b=30cm

✚ Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30cm$	40cm	35cm	ok
$b \geq 20cm$	30cm	30cm	ok
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	ok

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA

☞ **Remarque** : les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées.

II.3.c.Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité (contreventement) de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme).

D'après l'article **7.7.1 du RPA2003 :**

- ✓ On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : **$L \geq 4a$** .

Avec :

- L** : longueur du voile.
- a** : épaisseur du voile.
- h_e** : hauteur de l'étage

- ✓ L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- ✓ De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

Dans notre cas :

***RDC:**

h_e = hauteur du RDC

$a \geq h_e / 20$

$h_e = 396 - 20 = 376 \text{ cm}$

$a \geq \frac{3,76}{20} \Rightarrow a \geq 0,188 \text{ m.}$

➤ $a \geq 18,8$

Donc :pour les voiles de RDC on opte pour une épaisseur : $a \geq 18,8 \text{ cm}$ ➡

a = 20 cm

*** étage courant :**

h_e = hauteur de l'étage courant

$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm}$

$a \geq \frac{2,68}{20} \Rightarrow a \geq 0,134 \text{ m.}$

➤ $a \geq 13,4$

Donc :pour les voiles d'étages courants on opte pour une épaisseur : $a \geq 13,4 \text{ cm}$ ➡

a = 20 cm

➤ Longueur minimale du voile :

La longueur minimale du voile doit satisfaire la condition : $L \geq 4a$

*RDC : $L \geq 4xa = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

*étage courant : $L \geq 4xa = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

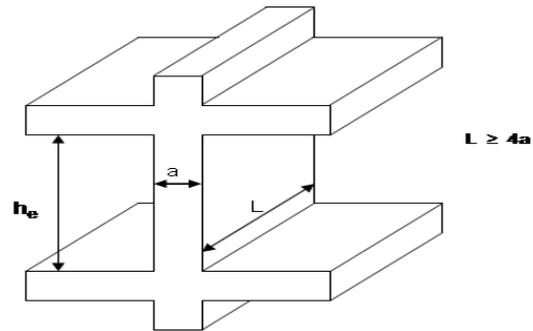


Figure : Vue en 3D d'un voile

II. 3.d) Les poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionner a L' ELS ; en compression simple ;avec un effort normal de compression $N_s = (G + Q)$.

L'effort N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charge , en tenant compte de la proposition des plans d'architectures et des limites imposées par la (RPA99 modifier 2003).

-les plans d'architecture nous ont proposé une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

-le RPA nous impose qu'en zone (II a) ; $\text{Min} (b_1 ,h_1) \geq 25 \text{ cm}^2$

Remarque : on considère pour notre calcul la section du poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec :N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II.3.d.1) DESCENTE DES CHARGES :

➤ **surface influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$S = S1 + S2 + S3 + S4 \implies S = (1,95 \times 1,85) \times 4 = 14,05 \text{ m}^2$

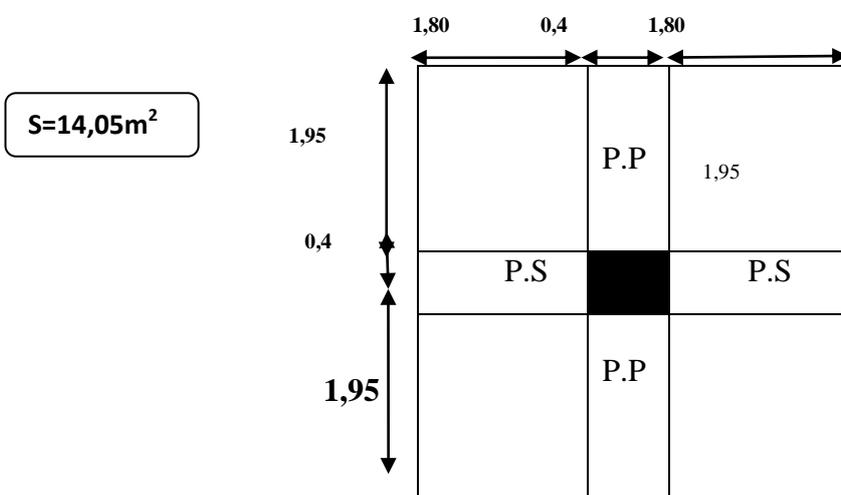


Fig. II.2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

II.3.d.2 Détermination des charges et surcharges :

➤ charges permanentes :

❖ plancher terrasse inaccessible:

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Protection lourde	0,05	20	1,0
2	Etanchéité multi couches	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
5	Plancher en corps creux	0,20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0,02	0.1	0.20
7	Feuille en polyane	0,01	01	1,00
				$G_T=5,83$
				$Q_T=1,00$

Tableau II.2 : détermination de la charge permanente du plancher terrasse.

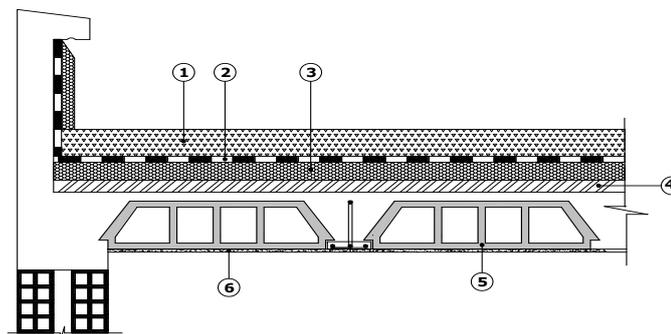


Fig. II-3- Coupe du plancher terrasse

❖ plancher d'étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Maçonnerie en brique creuses	0,10	10	1
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	22	0,44
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux	0,2	14	2,80
6	Enduit en plâtre, plafond	0,02	10	0,2
				$G_{ec}=5,20$
				$Q_{ec}=1,5$

Tableau II.3 : détermination de la charge permanente du plancher d'étage courant.

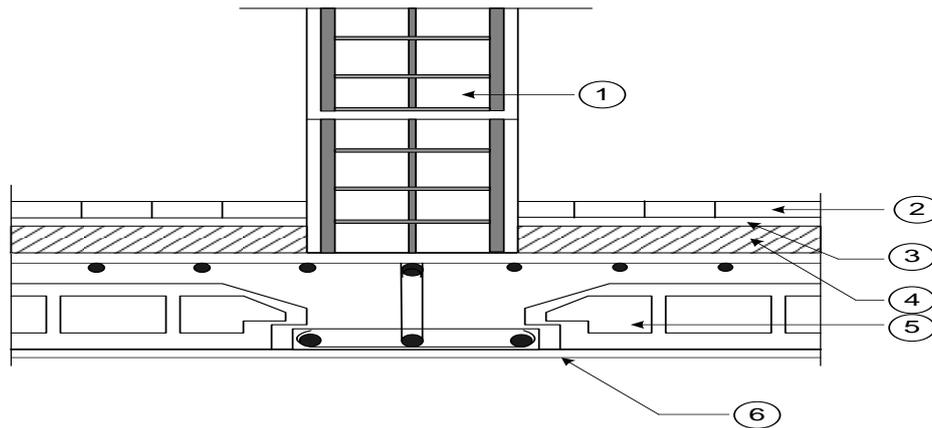


Figure II.4 :Eléments constituant les planchers d'étage courant.

❖ console:

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	22	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	10	1,00
				$G_T = 6,61$
				$Q_T=3,50$

Tableau II.4 : Détermination de la charge permanente du console.

❖ Murs extérieurs :

Tableau II.5 : détermination des charges permanentes revenant aux murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0,02	10	0,2
2	Cloison en brique creuse 8 trous	0,1	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	--	--
4	Cloison en brique creuse 8 trous	0,1	9	0,90
5	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
				$G=2,36$

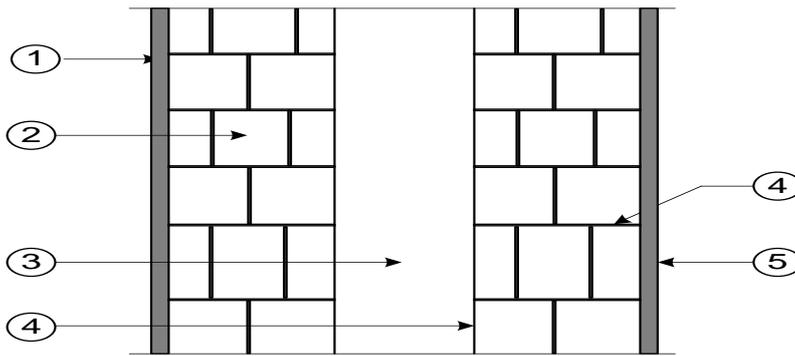


Figure II.5 : Mur en double cloison.

❖ Murs intérieurs (de séparation) :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Maçonnerie en briques creuses	0,1	9	0,90
2	Enduit en plâtre	0,02	10	$2 \times 0,20 = 0,4$
				$G = 1,30$

Tableau II.6 : détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs

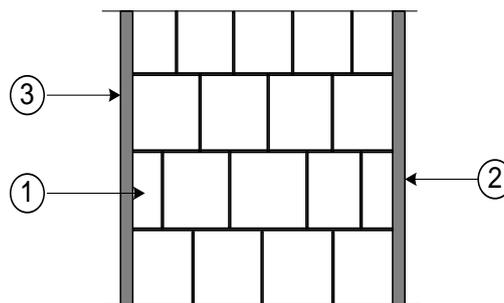


Figure II.6 : Mur en simple cloison(de séparation)

II.3.d.3) poids propre des éléments :

➤ Plancher terrasse :

$$G_T = 5,83 \times 14,05 = 81,91 \text{ KN}$$

➤ Plancher courant :

$$G_c = 5,20 \times 14,05 = 73,06 \text{ KN}$$

➤ Poutres :

➤ poutres porteuses (principales) :

$$G_{pp} = (4,30 - 0,30) \times (0,3 \times 0,4) \times 25 = 12,00 \text{ KN}$$

➤ Poutre secondaires :

$$G_{ps} = (4 - 0,3) \times (0,3 \times 0,35) \times 25 = 9,70 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 12,00 + 9,70 = 21,70 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{tot} = 21,70 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux :**

- Poteaux d'étage courant : $G_P = 2,25 \times (2,88 - 0,4) = 5,58 \text{ KN}$
- Poteau du RDC : $G_{RDC} = 2,25 \times (3,96 - 0,4) = 8,01 \text{ KN}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible : $1,00 \times 14,05 = 14,05 \text{ KN}$
- Plancher à usage d'habitation : $1,5 \times 14,05 = 21,075 \text{ KN}$
- Balcon : $3,5 \times 14,05 = 49,175 \text{ KN}$

II.3.d.4) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitations. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. la loi de dégression est : $Q = Q_0 + 3 + \frac{n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

Avec : Q_0 =surcharge d'exploitation de la terrasse.

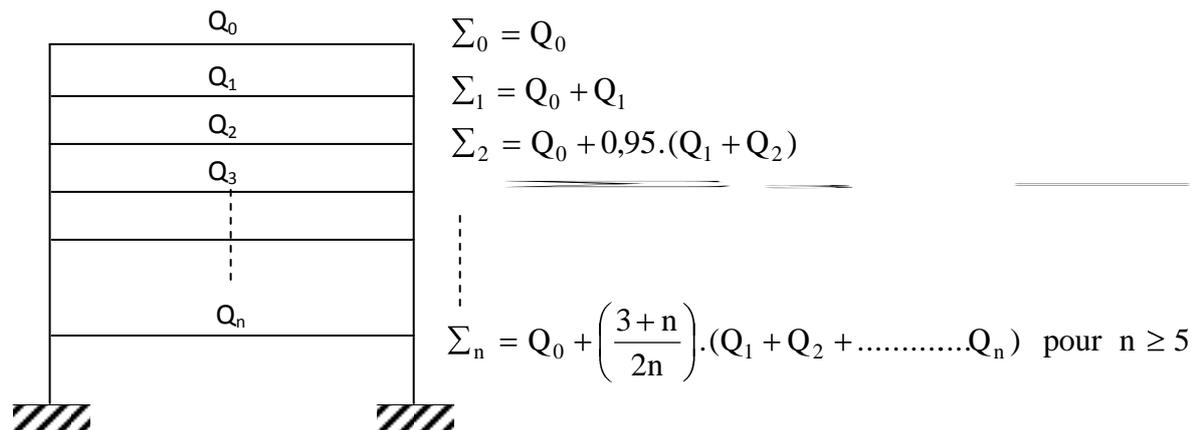
Q_i = surcharge d'exploitation de l'étage i .

N =numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

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

Tableau II.7 : les valeurs des coefficients de dégression des charges.



Avec : $Q_0 = 1 \times 14,05 = 14,05 \text{ KN}$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 14,05 = 21,075 \text{ KN}$

$Q_8 = Q_9 = 2,5 \times 14,05 = 35,125 \text{ KN}$

On aura les surcharges suivantes :

$Q_0 = 1 \times 14,05 = 14,05 \text{ KN}$

$$Q_1 = 14,05 + 21,075 = 35,125 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 14,05 + 0,95(21,075 \times 2) = 54,092 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 14,05 + 0,90(21,075 \times 3) = 70,95 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 14,05 + 0,85(21,075 \times 4) = 85,70 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 14,05 + 0,80(21,075 \times 5) = 98,35 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 14,05 + 0,75(21,075 \times 6) = 108,88 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 14,05 + 0,714(21,075 \times 7) = 119,38 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 14,05 + 0,687(21,075 \times 7 + 35,125) = 139,53 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 14,05 + 0,666(21,075 \times 7 + 35,12 \times 2) = 159,08 \text{ KN}$$

II.3.d.5) Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charge permanente [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Efforts normaux N=G _C + Q _C [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _C		Section trouvée :N/σ _{adm}	Section adoptée
9	81,92	21,70	5,58	109,2	109,2	14,05	14,05	123,25	82,16	30x30
8	73,06	21,70	5,58	99,71	267,8	21,07	35,12	302,95	201,96	30x30
7	73,06	21,70	5,58	99,71	367,5	21,07	56,20	423,75	282,50	30x30
6	73,06	21,70	5,58	99,71	467,2	21,07	77,27	544,53	363,02	35x35
5	73,06	21,70	5,58	99,71	566,9	21,07	98,35	665,33	443,55	35x35
4	73,06	21,70	5,58	99,71	666,6	21,07	119,42	786,11	524,07	35x35
3	73,06	21,70	5,58	99,71	766,4	21,07	140,50	906,92	604,60	35x35
2	73,06	21,70	5,58	99,71	866,1	21,07	161,57	1027,6	685,12	35x35
1	73,06	21,70	5,58	99,71	965,8	35,12	182,65	1148,4	765,66	40x40
RD C	73,06	21,70	8,01	102,7	1065	35,12	203,72	1269,2	846,18	40x40

Tableau II.8 : récapitulation de la descente des charges

II-3-d-6) vérification des sections selon RPA99(Art 7.4.1) :

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeurs calculées[cm]	Observation
30x30	Min (b,h)≥25	Min (b,h)=30	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=13 ,40	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	b/h= 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b,h)≥25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20 = 13,40	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b,h)≥25	Min (b,h) =40	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20 =18,80	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	b/h= 1	Condition vérifiée

Tableau II.9 : vérification des sections selon RPA99(Art 7.4.1)

- D'après le tableau toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II-3-d.6) Vérification des poteaux au flambement :**Remarque :**

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

-Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement (λ :)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec : } \lambda : \text{l'élancement du poteau}$$

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Où} \quad \left(I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} ; B = bh \right)$$

$$L_f = 0,7l_0 \text{ (Poteau encasté-encasté)}$$

I : inertie du poteau.

B : section du béton.

l_0 : longueur libre délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs.

ab : section transversale du poteau.

$$\frac{Lf}{i} = \frac{0,7l_0}{\frac{I}{B}} = \frac{0,7L_0}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{0,7L_0}{h} \frac{12}{bh}$$

$L_0 = 3,96 - 0,40 = 3,56$ m pour les poteaux de RDC (40 x40) $\longrightarrow \lambda = 21,58 < 50$ OK.

$L_0 = 2,68 - 0,40 = 2,28$ m pour les poteaux de EC (40x40) $\longrightarrow \lambda = 13,82 < 50$ OK.

$L_0 = 2,68 - 0,40 = 2,28$ m pour les poteaux de EC (35x35) $\longrightarrow \lambda = 15,79 < 50$ OK.

$L_0 = 2,68 - 0,40 = 2,28$ m pour les poteaux de EC (30x30) $\longrightarrow \lambda = 18,42 < 50$ OK.

Résumé :

Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur (**RPA 99 ; BAEL 91 ; DTR BC2.2**), on adopte les valeurs finales suivantes :

-Les planchers :

- $\{6+4\}cm \implies e = 20cm$

-Les poteaux :

- Poteaux RDC ,1^{er} étage et 2^{eme} étage: (45x 50) cm²
- Poteaux d'étages courants du 3^{eme} jusqu'à 5^{eme} étage (40 x45) cm²
- Poteaux d'étages courants du 6^{eme} au 8^{eme} étage (35x40) cm²
- Poteaux d'étages courants 9^{eme} étage (30x35) cm²

-Les poutres :

- les poutres principales : $\{40 \times 40\}cm^2$
- les poutres secondaires : $\{40 \times 35\}cm^2$

-Les voiles :

Une épaisseur de 20 cm

CHAPITRE III :

Calculs des éléments

INTRODUCTION :

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III-A) LES PLANCHERS : Le pré dimensionnement a été effectué au chapitre II, donc nous avons à ferrailer la dalle de compression et les poutrelles.

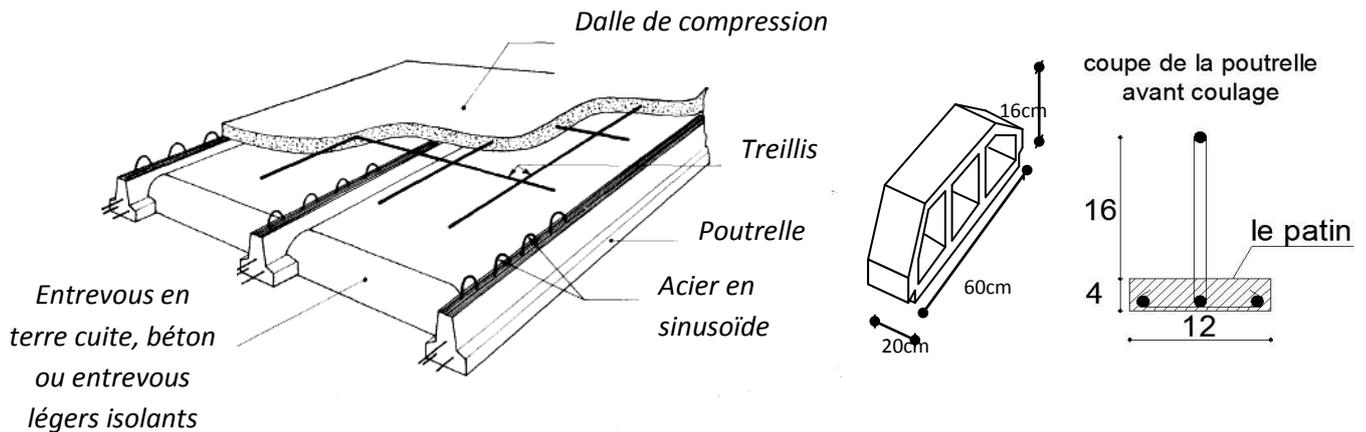


Fig III.1 : Eléments d'un plancher.

III.B.) LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser selon le : [BAEL 91/B.6.8,423]

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

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles : BAEL (Art B.6.8.423)

$$\text{Armatures principales } A_{\perp} \geq \frac{4\ell}{f_e}$$

Avec ℓ : la distance entre l'axe des poutrelles : $50\text{cm} \leq \ell \leq 80\text{cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / m\ell$$

Soit : $4HA4 = 0,5 \text{ cm}^2 / m\ell$

Avec un espacement $e = 25cm$

4HA4/ml

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

4HA4ml

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : $4HA4 = 0,5cm^2 / ml$

Avec : Un espacement $e = 25 \text{ cm}$

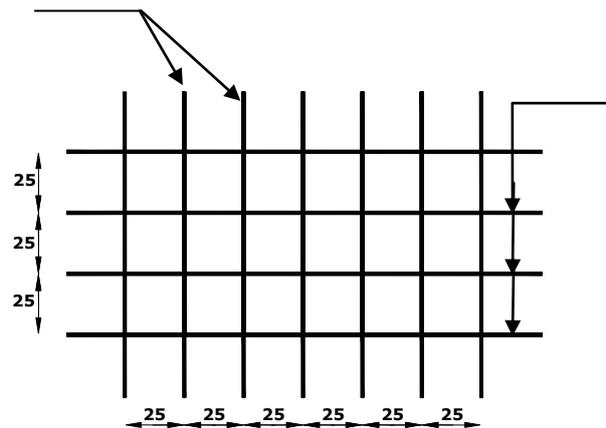


Fig III.2 : schéma du treillis soudé.

III.C) Calcul des poutrelles :

a) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, et celui de la dalle de compression, ainsi que les surcharges revenant au plancher.

b) Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL 91/Art.4.3.1) :

La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs suivantes :

- 1) 1/2 de la distance entre parement de deux nervures voisines ;
- 2) 1/10 de la portée des poutres ;
- 3) 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.
- 4) 1/40 de la somme des portés encadrant l'appui augmenté des 2/3 de

la distance de la section considérée à cet appui

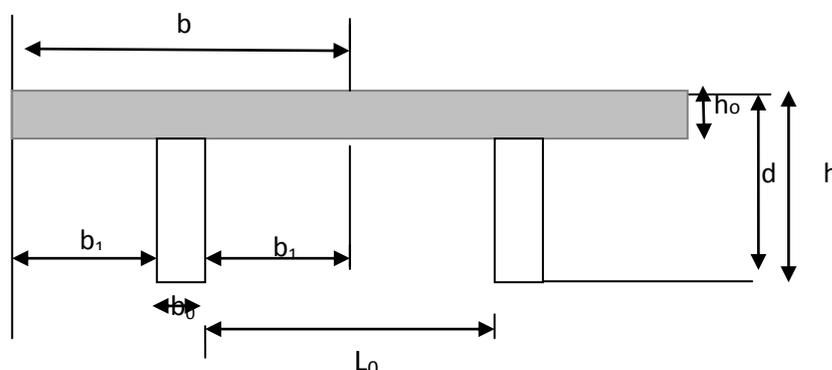


Fig III-3: construction de la section en T

$h = 20cm$; $h_0 = 4cm$; $d = 18cm$; $b_0 = 12cm$

L : Portée de la travée ($L = 4,00\text{cm}$)

L_0 : Distance entre parement de deux nervures voisines ($L_0 = 65\text{cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (4cm)

$$b_1 : \text{Min} \left(\frac{400}{10}, \frac{(65-12)}{2} \right) = 26.5\text{cm}$$

c) Charges permanentes et charges d'exploitation :

➤ **E.L.U :**

• **Plancher terrasse :**

Poids propre du plancher $G = 5,83 \cdot 0,65 = 3,789 \text{ kN / ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ kN / ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 3,789 + 1,5 \cdot 0,65 = 6,090 \text{ kN / ml}$$

$$q_u = 6,090 \text{ kN / ml}$$

• **Plancher d'étage courant :**

Poids propre du plancher $G = 5,20 \cdot 0,65 = 3,38 \text{ kN / ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).... $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ kN / ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 3,38 + 1,5 \cdot 0,975 = 6,026 \text{ kN / ml}$$

$$q_u = 6,026 \text{ kN / ml}$$

➤ **E.L.S :**

• **Plancher terrasse :**

Poids propre du plancher $G = 5,83 \cdot 0,65 = 3,789 \text{ kN / ml}$

Surcharge d'exploitation $Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ kN / ml}$

$$q_s = G + Q = 3,789 + 0,65 = 4,439 \text{ kN / ml}$$

$$q_s = 4,439 \text{ kN / ml}$$

• **Plancher d'étage courant :**

Poids propre du plancher $G = 5,20 \cdot 0,65 = 3,38 \text{ kN / ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).... $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ kN / ml}$

$$q_s = G + Q = 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{ kN / ml}$$

$$q_s = 4,355 \text{ kN / ml}$$

III-3-4) choix de la Méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. principe de la méthode : (BAEL91/(modifier 99)Art B.6.2,211) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments en appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

2. Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/ (modifier99) Art B.6.2,210) :

- La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml}).$

On a : $G = = 3,38 \text{ KN/ml}.$

$Q = = 0,975 \text{ KN /ml}.$

$Q \leq \max (2 \times 3,38 ; 5 \text{ KN/ml}) = \max(6,76 ; 5 \text{ KN/ml}) = 6,76 \text{ KN/ml}.$

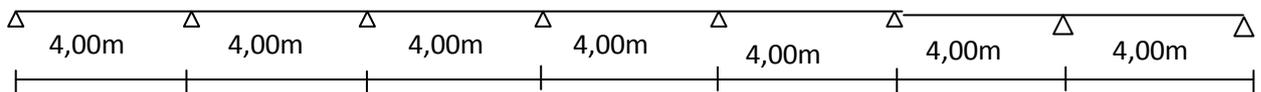
$Q = 0,97 \text{ KN/ml} \leq 6,76 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}.$

- Moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.
.....(Condition vérifiée).
- Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable(Condition vérifiée).
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8et 1.25

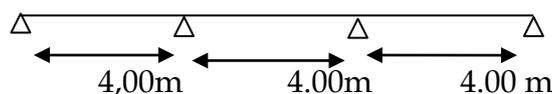
$\frac{L_1}{L_2} = \frac{L_2}{L_3} = \frac{L_3}{L_4} = \frac{L_4}{L_5} = \frac{L_5}{L_6} = \frac{L_6}{L_7} = \frac{4,00}{4,00} = 1 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable. Pour cela on va faire le calcul à trois types de poutrelles.

1^{er} type:



2^{eme} type:



3^{eme} type :

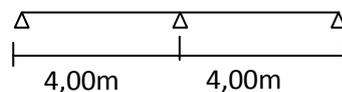


Fig III 4 : Schémas statique des poutrelles.

3) Exposé de la méthode:

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

dont : L: longueur entre nus des appuis.

MW : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

Me : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs MW, Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1,05 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1-0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2-0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans la travée de rive}$$

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

4) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{3.38+0.975} = 0.223 \implies \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right) \dots \text{condition vérifiée}$$

4-1) Calcul à L'ELU :

- Pour le 1^{er} type :

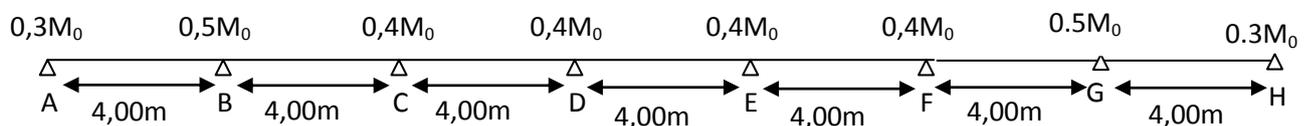


Fig III.5 : schéma des moments isostatique de la poutrelle.

❖ Calcul des moments fléchissant :

✚ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = 6,532 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 13,064 \text{KN.m}$$

✚ *Calcul des moments aux appuis :*

$$M_A = M_H = 0,3 M_{01} = 3,919 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 M_{02} = 6,532 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_{03} = 5,225 \text{ KN.m}$$

✚ **Calcul des moments en travées :**

✓ **Les travées de rives :**

* travée AB :

$$M_{AB}^t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{AB}^t \geq \max \left[1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \right]$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB}^t &\geq -\frac{3,919 + 6,532}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 8,71 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^t &\geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 8,27 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

On prend : $M_{AB}^t = 8,71 \text{ KN.m}$

* la travée GH :

$$M_{AB}^t = M_{GH}^t = 8,71 \text{ KN.m}$$

✓ **Les travées intermédiaires :**

* travée BC :

$$M_{BC}^t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02}$$

$$M_{BC}^t \geq \max \left[1,05 M_{02}; (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \right]$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{BC}^t &\geq -\frac{6,532 + 5,225}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 8,06 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t &\geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} = 6,968 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

on prend : $M_{BC}^t = 8,06 \text{ KN.m}$

* travée CD :

$$\left. \begin{aligned} M_{CD}^t &\geq -\frac{5,225 + 5,225}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 8,70 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t &\geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{03} = 6,968 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ on prend : } M_{CD}^t = 8,705 \text{ KN.m}$$

*travée DE :

$$M_{CD}^t = M_{DE}^t = M_{EF}^t = 8,70 \text{ KN.m}$$

*travée FG :

$$M_{BC}^t = M_{FG}^t = 8,06 \text{ KN.m}$$

✚ calcul des efforts tranchants :

$$T \curvearrowright = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

✓ Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{6,532 - 3,919}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,70 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{6,532 - 3,919}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -11,39 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = \frac{5,225 - 6,532}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 11,72 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{5,225 - 6,532}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -12,37 \text{ KN}$$

✓ Travée DC :

$$T_C = \frac{5,225 - 5,225}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,052 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{5,225 - 5,225}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -12,052 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$T_D = \frac{5,225 - 5,225}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,052 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{5,225 - 5,225}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -12,052 \text{ KN}$$

✓ Travée EF :

$$T_E = \frac{5.225 - 5.225}{4} + \frac{6.026 \times 4}{2} = 12.052 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{5.225 - 5.225}{4} - \frac{6.026 \times 4}{2} = -12.052 \text{ KN}$$

✓ Travée FG :

$$T_F = \frac{6.532 - 5.225}{4} + \frac{6.026 \times 4}{2} = 12,37 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{6.532 - 5.225}{4} - \frac{6.026 \times 4}{2} = -11.72 \text{ KN}$$

✓ Travée GH :

$$T_G = \frac{3.919 - 6.532}{4} + \frac{6.026 \times 4}{2} = 11.39 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{3.919 - 6.532}{4} - \frac{6.026 \times 4}{2} = -12.70 \text{ KN}$$

🌈 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

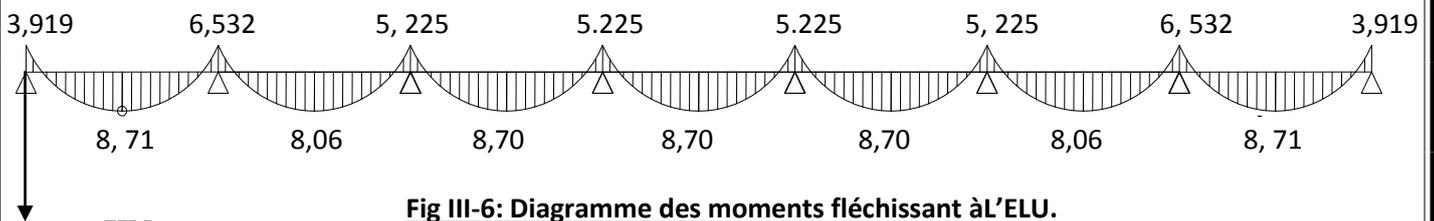


Fig III-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

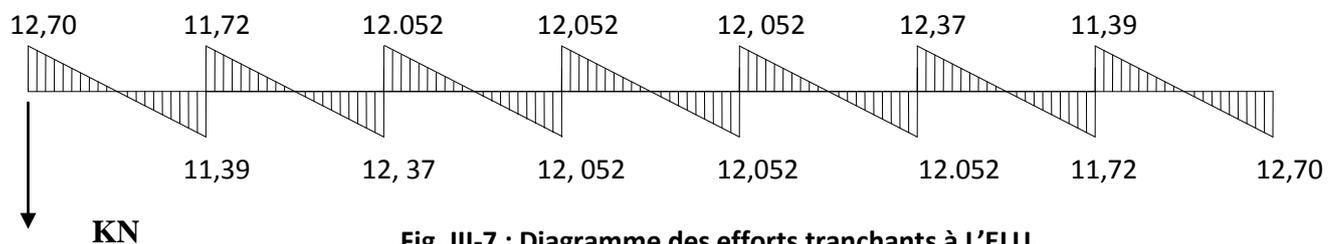


Fig. III-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Pour le 2^{ème} type :

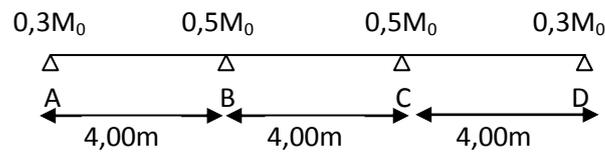


Fig. III-8 : schéma statique de la poutre

❖ Calcul des moments fléchissant :

✚ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = 6,532 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 13,064 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_D = 0,3 M_0 = 3,919 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 M_0 = 6,532 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments en travées :

✓ Les travées de rives :

* travée AB :

$$M_{AB}^i \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{AB}^i \geq \max \left[1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \right]$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB}^i &\geq -\frac{3,919 + 6,532}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 8,71 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^i &\geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 8,27 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

On prend : $M_{AB}^t = 8,71 \text{ KN.m}$

* la travée CD :

$$M_{AB}^i = M_{CD}^i = 8,71 \text{ KN.m}$$

✓ Les travées intermédiaires :

*travée BC :

$$M_{BC}^i \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_{02}$$

$$M_{BC}^i \geq \max \left[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \right]$$

$$1+0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_{BC}^i \geq -\frac{6,532 + 5,225}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 8,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^i \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_{02} = 6,968 \text{ KN.m}$$

} on prend : $M_{BC}^t = 8,06 \text{ KN.m}$

🔧 calcul des efforts tranchants :

$$T \curvearrowright = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

✓ Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{6,532 - 3,919}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,70 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{6,532 - 3,919}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -11,39 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = \frac{6,532 - 6,532}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,052 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{6,532 - 6,532}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -12,052 \text{ KN}$$

✓ Travée DC :

$$T_C = \frac{6,532 - 3,919}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 12,70 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{6,532 - 3,919}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -11,39 \text{ KN}$$

🔧 Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants :

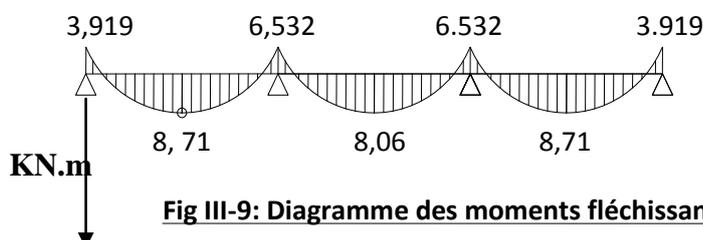


Fig III-9: Diagramme des moments fléchissants à L'ELU.

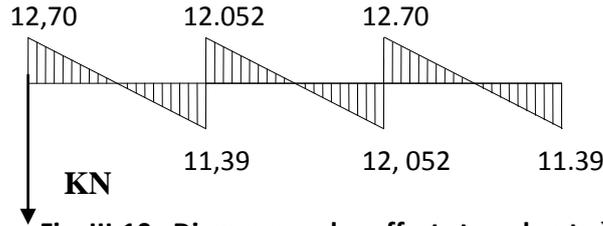
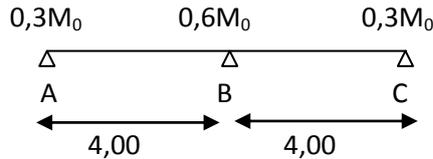


Fig. III-10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

- Pour le 3^{ème} type :



❖ Calcul des moments fléchissants :

✚ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = 6,532 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 13,064 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0,3 M_0 = 3,919 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_0 = 7,838 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments en travées :

* travée AB :

$$M_{AB}^i \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{AB}^i \geq \max \left[1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \right]$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB}^i &\geq -\frac{3,919 + 7,838}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 15,89 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^i &\geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 8,27 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

On prend : $M_{AB}^t = 15,89 \text{ KN.m}$

*travée BC :

$$M_{BC}^i \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02}$$

$$M_{BC}^t \geq \max \left[0,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \right]$$

$$1+0,3\alpha = 1,0669 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_{BC}^t \geq -\frac{7,838 + 3,919}{2} + (1,0669 \times 13,064) = 11,978 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_{02} = 6,968 \text{ KN.m}$$

on prend : $M_{BC}^t = 11,978 \text{ KN.m}$

🚦 calcul des efforts tranchants :

$$T \curvearrowright = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

✓ Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{7,838 - 3,919}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 13,03 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{6,532 - 3,919}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -11,07 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = \frac{3,919 - 7,838}{4} + \frac{6,026 \times 4}{2} = 11,07 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{3,919 - 7,838}{4} - \frac{6,026 \times 4}{2} = -13,03 \text{ KN}$$

🚦 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

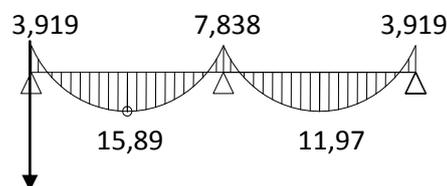


Fig III-11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
KN.m

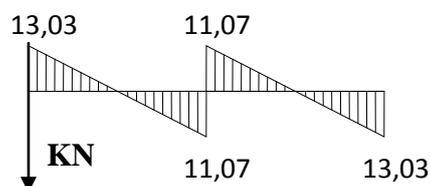


Fig. III-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Remarque : on doit considérer dans les calculs suivants le type 1 et le type 3

- Type 1 :

4-2) -Calcul des armatures :

$$M_a^{\max} = 6,532 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8,710 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

Le moment max en travée est de : $M_t^{\max} = 8,710 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre (A.N) :

○

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ A.N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} =$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 \Rightarrow M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de **(65x20)**.

○ Calcul du coefficient μ :

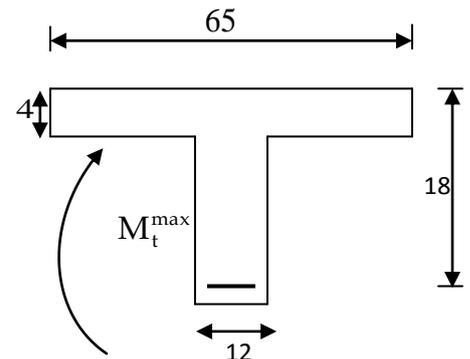
$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,71 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,71 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10=1.57cm²



❖ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) : $M_a^{max} = 6,532 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,532 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 \Rightarrow \beta = 0,937$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,532 \times 10^3}{0,937 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1,112 \text{ cm}^2$$

Soit : **1HA12=1.13cm²**

○ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2) :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ cm}$$

On adopte: $2 \Phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$, Les armatures transversales seront réalisées par deux étriers de HA6

○ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(6,2, 40) \Rightarrow 6,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante : (Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99) :

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} = \frac{1,57 \times 400}{12 \times 15} = 3.488 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte tangentielle : Art A5.1.2/BAEL91

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{« Fissuration peu nuisible »}$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$T_u = 12.70\text{KN}$

$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa} , 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,587\text{MPa}$

$\tau_u = 0,587\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$ «Condition vérifiée»

b) Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$

❖ **En travée :**

$A_t = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ «Condition vérifiée»

❖ **Aux appuis :**

$A_a = 1.13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ «Condition vérifiée»

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12.70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,248\text{MPa}$

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

$\tau_{se} = 1,248\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$ «Condition vérifiée»

d) Influence de l'effort tranchant : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{12700}{180 \times 120} = 0.587 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.587 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

.....«Condition vérifiée»

c) Calcul de l’ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ Art. A6.1.253)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL91 modifié 99) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4ls** pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35.21 = 14 \text{ cm.}$$

d) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : On doit vérifier

$$\text{que } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0,9d$$

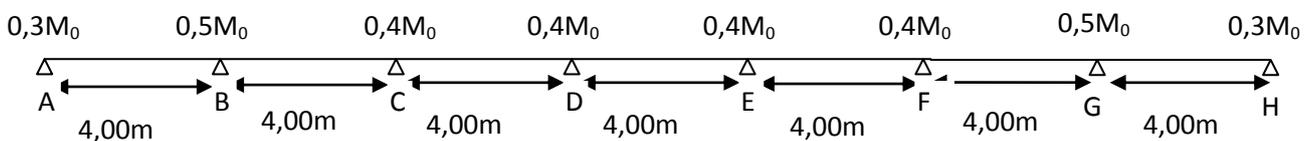
$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12.70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,653 < \bar{\sigma}_{bc} \text{ «Condition vérifiée»}$$

4-4) CALCUL A L’ELS :

$$q_s = G + Q = 1,38 + 0,975 = 4,355 \text{ kN / ml}$$

$$q_s = 4,355 \text{ kN / ml}$$



❖ *Calcul des moments fléchissants :*

✚ *Calcul du moment isostatique :*

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = M_{08} = 4.355 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 8.71 \text{ KN.m}$$

✚ *Calcul des moments aux appuis :*

$$M_A = M_H = 0,3 M_{01} = 2,613 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 M_{02} = 4,355 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_{03} = 3,484 \text{ KN.m}$$

✚ *Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants :*

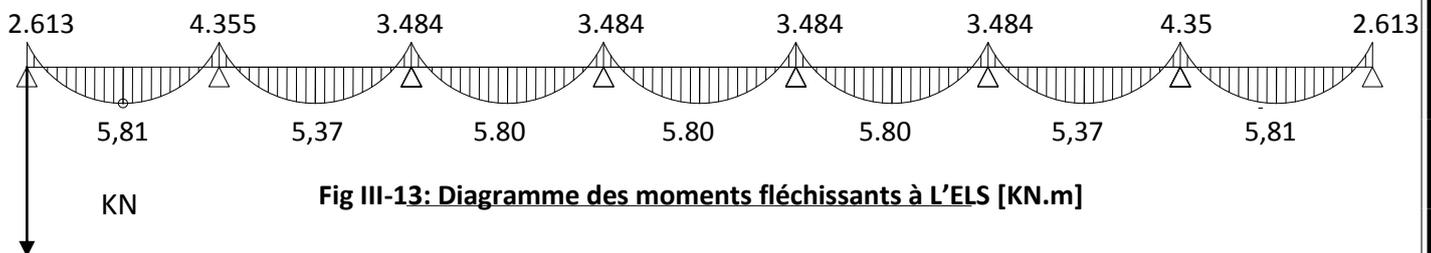


Fig III-13: Diagramme des moments fléchissants à L'ELS [KN.m]

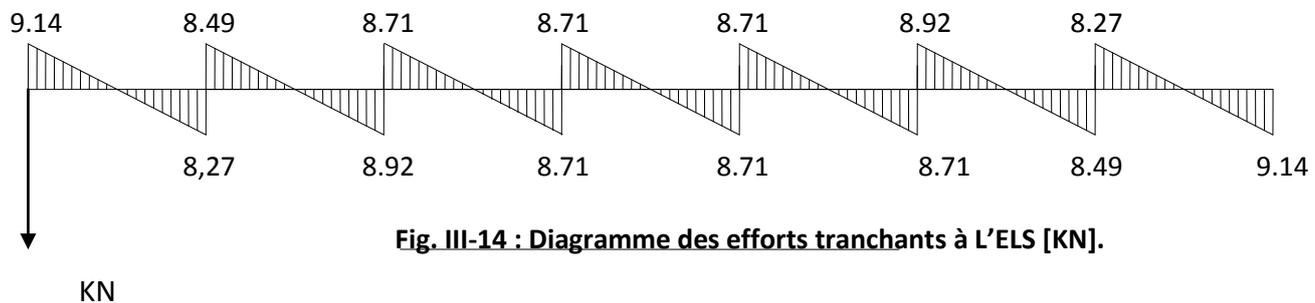


Fig. III-14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS [KN].

✚ *Vérification à L'ELS :*

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
 - Etat limite de déformation ;
 - Etat limite d'ouverture des fissures ;
- **Etat limite de résistance de béton en compression : (Art .A.4.5,2/BAEL91 modifié99)**
La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) *En travée :*

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armatures adoptées à L'ELU en travée est $A_t = 1.57\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.877 \rightarrow \alpha = 0.369 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.04$$

-Contrainte dans l'acier :

$$M_t^{\max} = 5.81\text{KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{5.81 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.57} = 234,42\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.04 \times 234,42 = 9,37\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée à L'ELU sur appuis est $A_{app} = 1.13\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow \alpha = 0.327 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.032$$

-Contrainte dans l'acier : $M_a^{\max} = 4.355\text{KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.355 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1.13} = 240,30\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.032 \times 240,30 = 7,689\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B68.424)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivante sont vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{0.20}{4} = 0.05 > 0.04$ «Condition vérifiée»
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.05 > 0.044$ «Condition vérifiée»
- 3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} = 0.007 < 0.009$ «Condition vérifiée»

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (l'épaisseur de la dalle est comprise)

M₀ : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b₀ : largeur de la nervure

A_t= section d'acier en travée

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

- 2^{eme} type

4-5) -Calcul des armatures :

$$M_a^{\max} = 7.838 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 15,89 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée :**

Le moment max en travée est de : $M_t^{\max} = 15,89 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} =$$

$$M_{\text{tab}} = 0.65 \times 0.04 \left(0,18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 \Rightarrow M_{\text{tab}} = 59.072 \text{ KN.m}$$

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression

$$M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** de **(65x20)**

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,89 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,89 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_t = 2,60 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12=3.39cm²

❖ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b₀ x h) : M_a^{max} = 7.838 KN.m

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,838 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,142$$

$$\mu = 0,142 \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,838 \times 10^3}{0,923 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA14=1.54cm²

○ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimale des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2) :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{ cm}$$

On adopte : 2 Φ 6 → A_t = 0.56 cm², Les armatures transversales seront réalisées par deux étriers de Φ6

○ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (6,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 15cm constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante : (Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99) :

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} = \frac{3,39 \times 400}{12 \times 15} = 7,533 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4.3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte tangentielle : Art A5.1.2/BAEL91

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissurations peu nuisibles»}$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$T_u = 13.03KN$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25MPa, 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{13.03 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,603MPa$$

$$\tau_u = 0,603MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26cm^2$$

❖ *En travée :*

$$A_t = 3,39cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \quad \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

❖ *Aux appuis :*

$$A_a = 1,54cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \quad \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13.03 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 12} = 0,711MPa$$

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

$$\tau_{se} = 0,711MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{13030}{180 \times 120} = 0.603 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.603 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$$

.....«Condition vérifiée»

e) Calcul de l'ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ Art. A6.1.253)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4ls** pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42,32 = 16,93 \text{cm. Soit } L_a = 17 \text{cm}$$

f) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : On doit vérifier

$$\text{que } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13.03 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,670 < \bar{\sigma}_{bc} \text{«Condition vérifiée»}$$

4-6) CALCUL A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 4,355 \text{ kN/ml}$$

Pour avoir les efforts internes à L'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à L'ELU par

$$\text{le rapport } q_s/q_u : q_u = 6,026 \text{ kN/ml}, q_s = 4,355 \text{ kN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.355}{6.026} = 0,722$$

✚ Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchant :

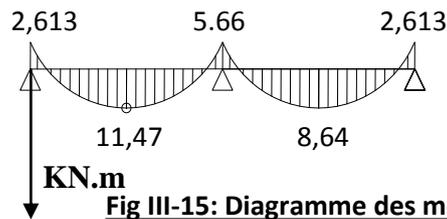


Fig III-15: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

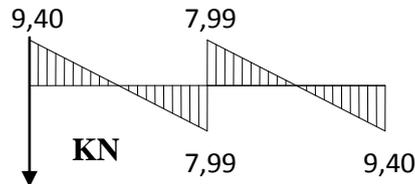


Fig. III-16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

✚ Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
 - Etat limite de déformation ;
 - Etat limite d'ouverture des fissures ;
- **Etat limite de résistance de béton en compression : (Art .A.4.5,2/BAEL91 modifié99)**
La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

c) En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 1.54cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 3,39}{18 \times 12} = 1,56$$

$$\rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow \alpha = 0.489 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.063$$

-Contrainte dans l'acier :

$$M_t^{max} = 11,47KN.m$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{11,47 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 224,57 MPa < 348 MPa \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,063 \times 224,57 = 14,14 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Sur appuis :

La section d'armatures adoptées à L'ELU sur appuis est $A_{app} = 1,54 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,54}{18 \times 12} = 0,604$$

$$\rho_1 = 0,604 \rightarrow \beta_1 = 0,885 \rightarrow \alpha = 0,345 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,035$$

-Contrainte dans l'acier : $M_a^{\max} = 5,66 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,66 \times 10^3}{0,885 \times 18 \times 1,54} = 226,30 MPa < 348 MPa \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 226,30 = 7,92 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B68.424)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} = \frac{0,20}{4} = 0,05 > 0,04 \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} = 0,05 < 0,08 \dots\dots\dots \text{«Condition non vérifiée»}$
- 3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e} = 0,013 > 0,009 \dots\dots\dots \text{«Condition non vérifiée»}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

A_t = section d'acier en travée

Deux conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

a) $f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

b) $f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 MPa$

I_v : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

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

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

$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2$

$V_1 = \frac{S}{B_0}$

Avec : B_0 aire de la section homogénéisée

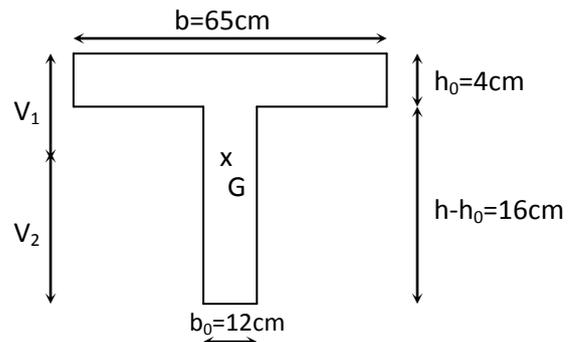
$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39 = 343,85 \text{ cm}^2$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_i \cdot d$

$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$



$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{343,85} = 10,87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,87 = 9,12 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (10,87^3 + 9,12^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (10,87 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 36446,925 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,598$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{11,47 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 3,39} = 192,19 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 192,19 + 2,1} = 0,255$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 36446,92}{1 + 1,49 \times 0,255} = 29052,94 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{11,47 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 29052,94} = 0,58 < \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

Résumé III.1 : Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur ; **BAEL 91** , on adopte les armatures finales suivantes :

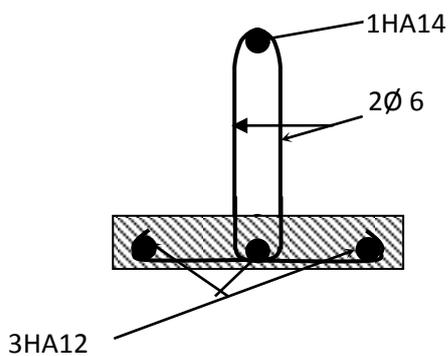
❖ **1^{er} type :**

- Aux appuis : 1HA12
- Aux travées : 2HA10
- étriers de : Ø6

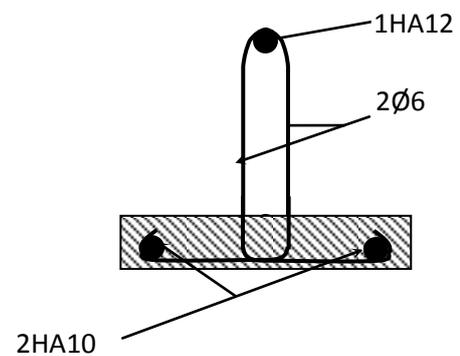
❖ **2^{eme} type :**

- Aux appuis : 2HA10
- Aux travées : 3HA12
- étriers de : Ø6

6) Ferrailage des poutrelles :



Ferrailage du 2^{eme} type de poutrelle



ferrailage du 1^{er} type de poutrelle

III -2) CALCUL DES ESCALIERS :

DEFINITION : Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction ; ces derniers sont en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de pialasse et palier assimilée à des poutres isostatiques encastrées partiellement à leurs extrémités.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig. III.5

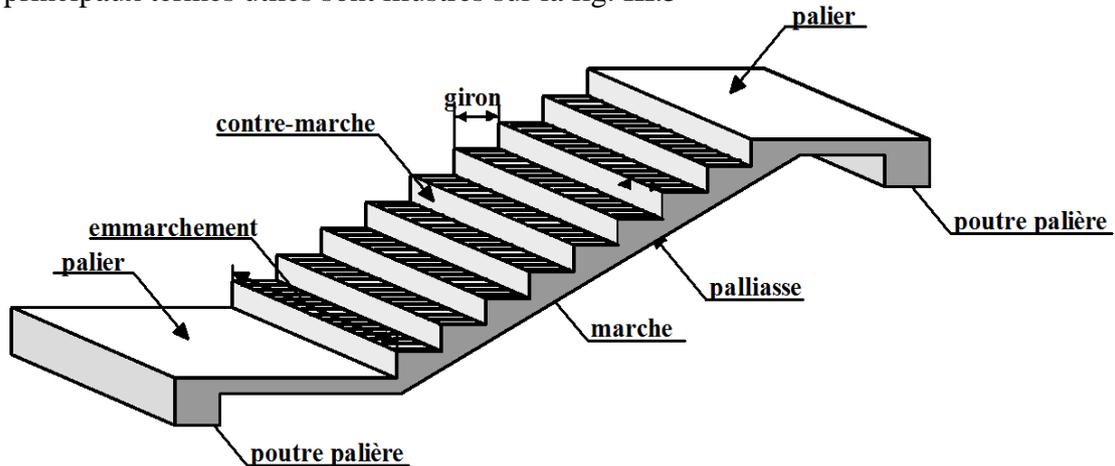


Fig.III.17 : Terminologie de l'escalier.

III.A) TERMINOLOGIE :

H : hauteur d'une volée.

h : hauteur de la contre marche.

g : largeur de la marche (giron).

n : nombre de contre marches.

$n-1$: nombre de marches.

L : longueur de la volée.

e : épaisseur de la pailasse.

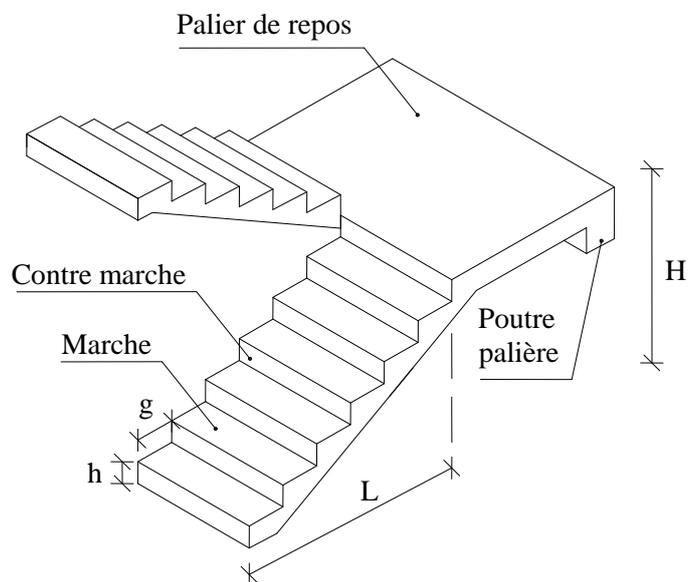


Fig III.18 : Vue d'ensemble d'un escalier

La formule de blondel : $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

Avec une hauteur d'étage de 2.88m, nous avons :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \implies h = 18\text{cm}.$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{144}{18} = 8 \implies n = 8 \text{ contre marches.}$$

On aura alors :

$$n - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marches réparties sur une volée.}$$

La relation empirique qui lie **h** et **g** et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable est relation de **BLONDEL**.

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Pour } h = 18\text{cm}, \text{ on aura : } 60\text{cm} \leq g + 2(18) \leq 64\text{cm} \implies 24\text{cm} \leq g \leq 29\text{cm}$$

On prend : $g = 29\text{cm}$.

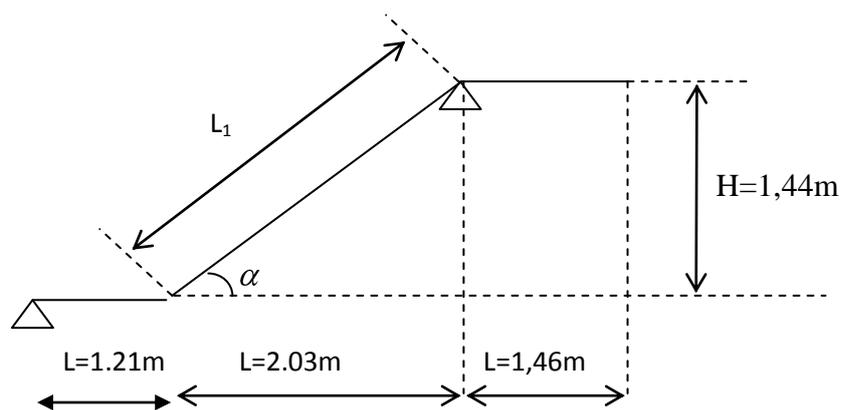


Fig III.19 coupe verticale de la volée d'étage courant

b) l'épaisseur de la pailasse et du palier : d'après le BAEL91, (e_p) est donnée par la

$$\text{relation : } \frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.44}{2.03} = 0.709 \implies \alpha = 35,35^\circ, \quad \cos \alpha = 2.03/L_1$$

$$L_0 = 1.21 + \frac{2.03}{\cos 35,35} = 3.7\text{m}$$

$$\frac{370}{30} \leq e_p \leq \frac{370}{20} \implies 12.33\text{cm} \leq e_p \leq 18.5\text{cm}$$

On prend : $e_p = 18\text{cm}$

N.B : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.B) DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. En considérant la poutre est simplement appuyée Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1ml** d'embranchement, pour **1m** de projection horizontale .

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation** (selon : DTR BC2.2) :

➤ **La volée :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m
Poids propre des marches	0.18	$\frac{25 \times 0.18}{2} = 2.25$
Poids propre de la paillasse	0.18	$\frac{25 \times 0.18}{\cos 35,35} = 5.517$
Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	0.02	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde corps		0.2
		$G_v = 9.207$

Tableau III.3.1 :charges totales de la volée

➤ **Le palier :**

Eléments	Poids en KN/m
Poids propre de la dalle palière en BA	$0,18 \times 25 \times 1 = 4,5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Couche de sable	0.36
Enduit ciment	0.33
$G_p = 6,07$	

Tableau III.3.2 : charges totales du palier

N.B : La surcharge d'exploitation donnée par le DTR est la même pour la volée et le palier : **Q = 2,5 KN/m**

➤ Charge revenant au mur $P_u = \gamma_m \times e_m \times H_m = 2.36 \times 0.25 \times 2.7 = 1.6 \text{KN/ml}$

III.2.4.CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (L'ELU) :

a) Combinaison de charges à L'ELU :

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- ◆ Volée : $q_u^v = (1.35 \times 9.207 + 1.5 \times 2.5) = 16.18 \text{KN/ml}$
- ◆ Palier : $q_u^p = (1.35 \times 6.07 + 1.5 \times 2.5) = 11.94 \text{KN/ml}$
- ◆ Mur : $P_u^m = 1.35 \times 1.6 = 2.16 \text{KN/ml}$

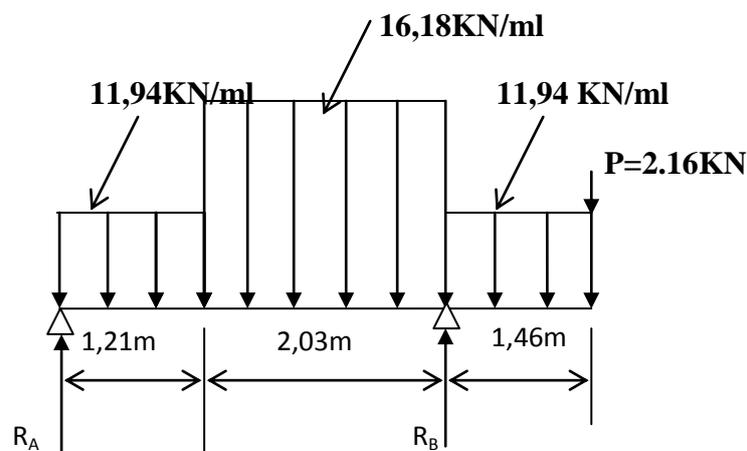


Fig III .20. Schéma statique de calcul à l'ELU.

b) Réaction d'appui :

D'après les formules de la RDM :

$$R_B = 49,73 \text{ KN}$$

$$R_A = 17.13 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.21m	-11,94x+17,13	0	17,13
		1.21	2,68
1.21 ≤ x ≤ 3.24m	-16,18(x-1.21)- (11,94*1.21)+17,13	1.21	2,68
		3.24	-30.15
0 ≤ x ≤ 1.46	11.94x+2.16	0	2.16
		1.46	19,59

➤ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.21m	$17.13x - 11,94 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.21	11,98
1.21 ≤ x ≤ 3.24	$17.13x - 11,94 * 1.21(x - 0.605) - 16.18 \frac{(x - 1.21)^2}{2}$	1.21	11,98
		3.24	-15,9
0 ≤ x ≤ 1.46m	$-2.16x - 11,94 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.46	-15,9

➤ **Moment maximum :**

Dans le tronçon : 1.21 ≤ x ≤ 3.24m

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM}{dx} = 0 \implies T_y = -16.18(x - 1.21) - 11.94 * 1.21 + 17.13$$

$$X = \frac{23.26}{16.18} = 1.437m \implies x = 1.44m$$

$$M_{\max}(1.44m) = 17,13x - 11,94 * 1.21(x - 0.605) - 16.18 \frac{(x - 1.21)^2}{2} = 12.18KN.m$$

$$\implies \mathbf{M_{\max} = 12.18 KN.m}$$

Remarque :

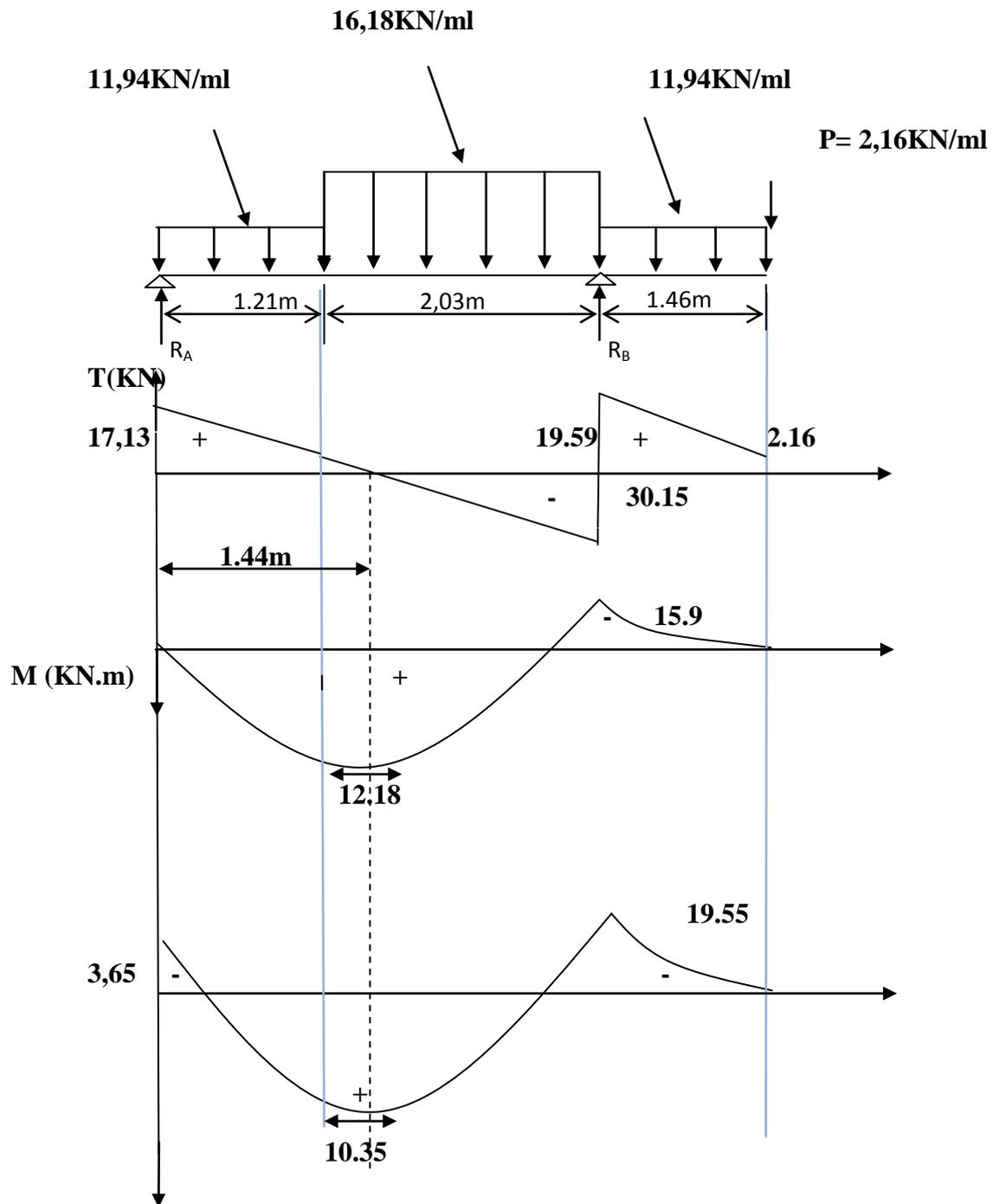
Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités les moments aux appuis et en travées seront affectés à des coefficients réducteurs (0.85) et (-0.3) respectivement.

En travée : $M^t = 0.85 \times M^{\max} = 0.85 \times 12.18 = 10,35KN.m$

Aux appuis : $M^{ap} = -0.3 \times M^{\max} = -0.3 \times 12.18 = -3.65KN.m$

$M_{\text{appuis B}} = (-15.9) + (-3.65) = -19.55 KN.m$

➤ diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants :



FigIII.21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELU.

d) Calcul des armatures :

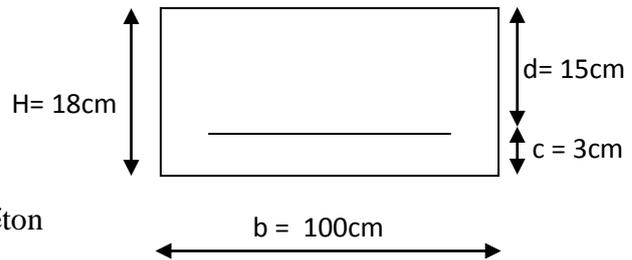
Calcul des armatures **en flexion simple** pour une bande de 1m, $d = 15\text{cm}$

$$\mu_a = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Avec :}$$

M : moment supporté par la section

f_{bu} : contrainte limite de compression dans le béton

b et d : dimension de la section.



- ❖ Aux appuis :
- ◆ Armatures principales :

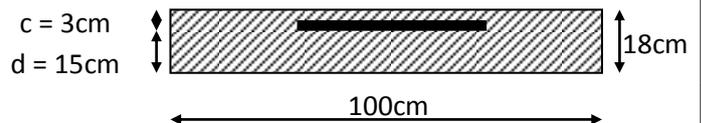
$$M_{ap} = 19.55\text{KN.m}$$

$$\mu_{ap} = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.55 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,060 \Rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_a = \frac{M_{ap}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,55 \times 10^3}{0,969 \times 15 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2$$



On opte pour :4HA12 ($A_a = 4,52\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

- ◆ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

Soit 4HA8= 2.01cm^2 avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

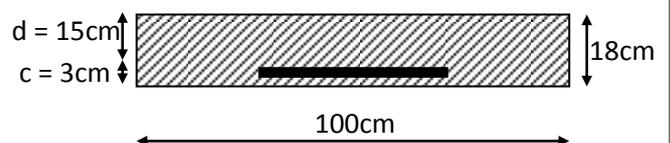
- ❖ En travées :
- $M_t = 10,65\text{KN.m}$

- ◆ Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.35 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,033 \Rightarrow \beta_u = 0,983$$



$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.35 \times 10^3}{0,983 \times 15 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 ($A_t = 4,52\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : $A_r^t = 4\text{HA}8$ ($A_{rt} = 2.01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

e) **VERIFICATION A L'ELU :**

1) **Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,8\text{cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,8\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ *La condition est vérifiée*

- En travées : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,8\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ *La condition est vérifiée*

2) **Espacement des barres :**

◆ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée

◆ **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée

◆ **Vérification aux cisaillements : (BAEL91, Art A.5.1.21)**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$T_{\text{umax}} = 30,15\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{30,15 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,201 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,201\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$ La condition est vérifiée.

3) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$ (pour les aciers H.A on a $\Psi=1.5$)

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec}$$

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

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,15 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 150,72} = 1,48\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1,48\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$ pas de risque d'entraînement des barres..... La condition est vérifiée.

4) Ancrage des armatures aux appuis (:Art A6.1.22/BAEL91)

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

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

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

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale **0.4L_s** pour les aciers HA :

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 16,928 \text{ cm} \text{ On prend } L_c = 17\text{cm}$$

5) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.11/BAEL91) :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9d} = 2 \times \frac{30,15 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = 0,446\text{MPa}$$

$$\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16\text{MPa} > 0,446\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

6-1) Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $T_u^{max} = 30.15 \text{KN} < T_u = \frac{0.4x f_c 28 x a x b}{\gamma b}$

Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{cm}$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 13.5 = 900 \text{KN}$$

$T_u > T_u^{max}$ Condition vérifiée.

6-2) Influence sur les aciers :

$$A \geq \frac{\gamma_b}{f_e} (T_u^{max} + M_a / 0.9d) = \frac{1.15}{400} (30.15 + 3.65 \times 10^3 / 13.5) = 1.644 \text{cm}^2$$

$A = 4.52 \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_b}{f_e} (T_u^{max} + M_a / 0.9d) = 1.644 \text{cm}^2$ condition vérifiée

III.C.) CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (L'ELS) :

➤ Combinaison des charges :

$$A \text{ L'ELS} : q_s = G + Q$$

- ◆ Volée : $q_u = (9.207 + 2,5) = 11.71 \text{KN/ml}$
- ◆ Palier : $q_u = (6,07 + 2,5) = 8,57 \text{KN/ml}$
- ◆ Mur : $q_u = 1.610 \text{KN/ml}$

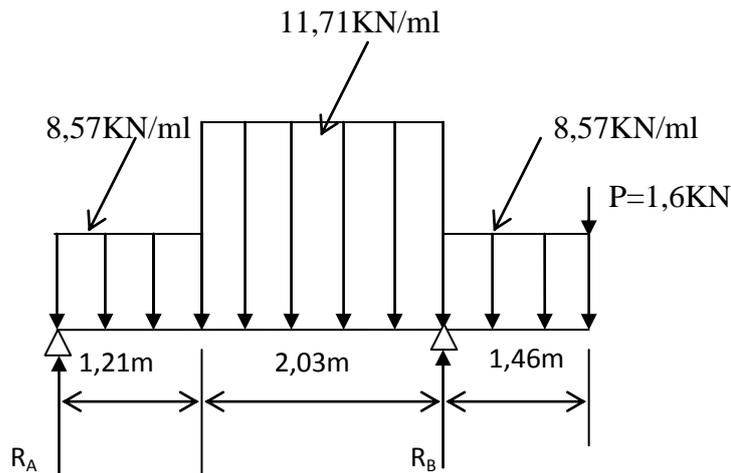


Fig III .22 : Schéma statique de calcul à l'ELS

a) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$F = 0 \quad R_A + R_B = 48,25 \text{KN}$$

$$M/A = 0$$

$$R_B = 35,9 \text{KN}$$

$$R_A = 12,33 \text{KN}$$

a) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants:

➤ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.21m	-8.57(x)+12.33	0	12.33
		1.21	1.96
1.21 ≤ x ≤ 3.24m	-11,71(x-1.21)-8.57*1.21+12.33	1.21	1.96
		3.24	-21.81
0 ≤ x ≤ 1.46	8.57(x)+1.6	0	1.60
		1.46	14.11

➤ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.21m	12.33x - 8.57 $\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.21	8.64
1.21 ≤ x ≤ 3.24	12.33x - 8.57 * 1.21(x - 0.605) - 11.71/2(x - 1.21) ²	1.21	8.64
		3.24	-11.5
0 ≤ x ≤ 1.46m	-1.6x - 8.57 $\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.46	-11.5

➤ **Moment maximum :**

Dans le tronçon : 1.21 ≤ x ≤ 3,24m

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM}{dx} = 0 \implies T_y = -11,71(x-1.21)-8.57*1.21+12.33$$

$$X = \frac{16,89}{11,47} = 1,4m \implies x = 1,4m$$

$$M_Z(1.4m) = 12.33x - 8.57 * 1.21(x - 0.605) - 11.71/2(x - 1.21)^2$$

$$\implies M_{\max} = 8.8 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : $M^{ap} = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 8.8 = -2,64 \text{KN.m}$

$M_B = -11,5 - 2.64 = -14,14 \text{KN.m}$

En travée :

$M^t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 8.8 = 7.48 \text{KN.m}$

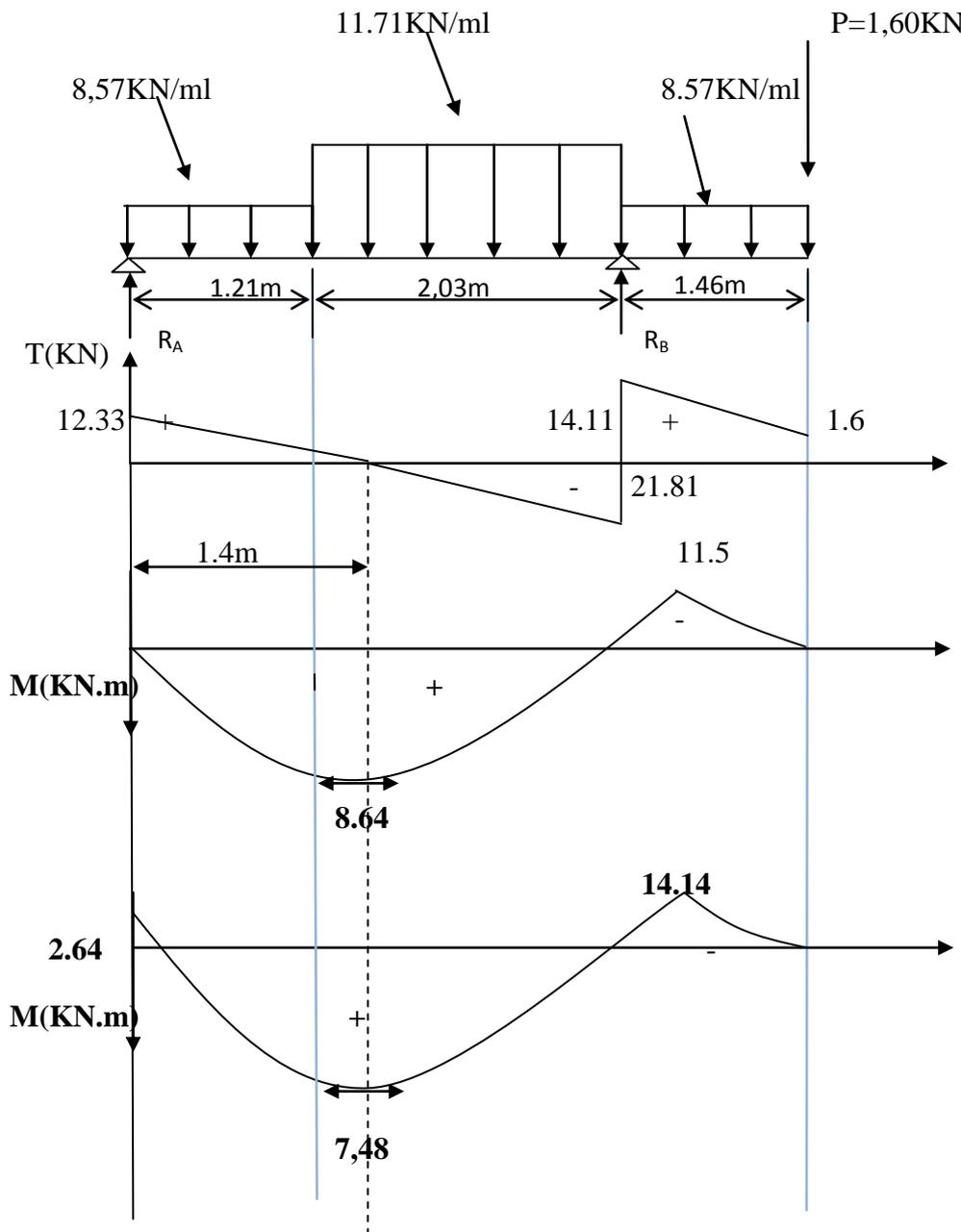


Fig III.23: Diagrammes efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELS.

C) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.3.2)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Etat limite de résistance de béton à la compression (Art. A5.3.2/BAEL91) :**

La contrainte de compression est limitée à $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}=0.6 \times 25=15\text{MPa}$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

- En travées : $A_t = 4.52\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0,301$$

$$\rho = 0,3 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 \Rightarrow \alpha_1 = 0,261 \Rightarrow$$

$$\alpha = 0,261 \Rightarrow K = 42.47$$

■ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{7.48 \times 10^3}{4.52 \times 0.913 \times 15} = 120.83 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 120.83 \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

■ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{120.83}{42.47} = 2.845 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.845 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

-Aux appuis : $A_a = 4.52\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.301$$

$$\rho = 0,301 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 \quad , \quad \alpha_1 = 0,261$$

$$\alpha_1 = 0.261 \Rightarrow K = 42.47$$

■ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_t \cdot \beta d} = \frac{14.14 \times 10^3}{4.52 \times 0.913 \times 15} = 228,42 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 228.42 \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

■ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{228.42}{42.47} = 5.37$$

$$\sigma_{bc} = 5.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :(BAEL91/Art B.6.5.2)**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,18}{3.24} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,18}{3.24} = 0.05 < \frac{7.48}{10 \times 8.8} = 0,085 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{324}{500} = 0.65 \text{cm}$$

Avec :

$$E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Avec : f : flèche due au déformation.

E_v : module de déformation différée.

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section.

L : longueur de travée

1-Calcul de la section homogène :

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 15}{1867,8} = 9,2 \text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 18 - 9,2 = 8,8 \text{ cm}$$

2-Calcul de I_{fv} :

$$\begin{aligned} I_{fv} &= \frac{b}{3} v_1^3 + v_2^3 + 15A_t v_2 - c^2 \\ &= \frac{100}{3} 9,2^3 + 8,8^3 + 15 \times 4,52 \times 8,8 - 3^2 = 50952,792 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

3-Enfin :

$$f_v = \frac{5 \times 11,71 \times 3,24^4}{384 \times 10818,86 \times 50952,792 \times 10^{-8}} = 3,6 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{324}{500} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,36 \text{ cm} < \bar{f} = 0,65 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

DONC : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Résumé III.2 : après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures longitudinales :

- ✓ Armatures en travée : 4HA12/ml=4.52cm² avec un espacement de 25cm.
- ✓ Armatures en appuis : 4HA12/ml=4.52cm² avec un espacement de 25cm.

Armatures transversales : 4HA8/ml=2.01cm² avec un espacement de 25cm

III.D.) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ($b \times h$) . Elle se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage. Elle est soumise à son poids propre, le poids du mur et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

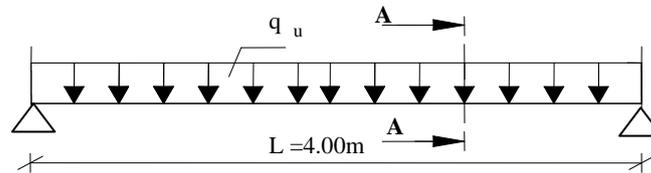


Fig III.24 : schéma statique de la poutre palière

III-D-1) Pré dimensionnement :

- **La hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

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

h_t : la hauteur de la poutre.

$L = 4.00\text{m}$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$$

On adopte : **ht = 35 cm**

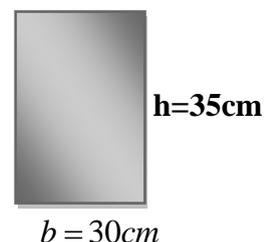
- **La largeur :** la largeur b est donnée par la relation suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adopte : **b=30cm**

- **Recommandations du RPA99 (Art .7.4.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{on a} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right.$$



La poutre aura pour dimensions : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

• **Détermination des charges :**

- poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU} : T_u = 30,15 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = 21.81 \text{ KN}$$

III-D.2) CALCUL A L'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + T_u$$

$$q_u = 1,35(2.625) + 30.15 = 33,7 \text{ KN/ml}$$

❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 134.8 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 67.4 \text{ KN}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{33.7 \times 4^2}{8} = 67.4 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 67.4 \text{ KN.m}$$

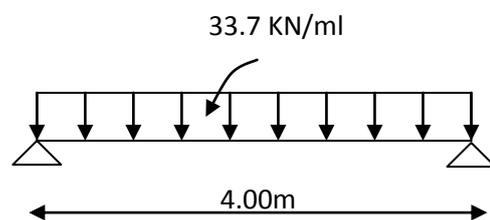
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{33.7 \times 4}{2} = 67.4 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.M_u = -20.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.M_u = 57.3 \text{ KN.m}$$



b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

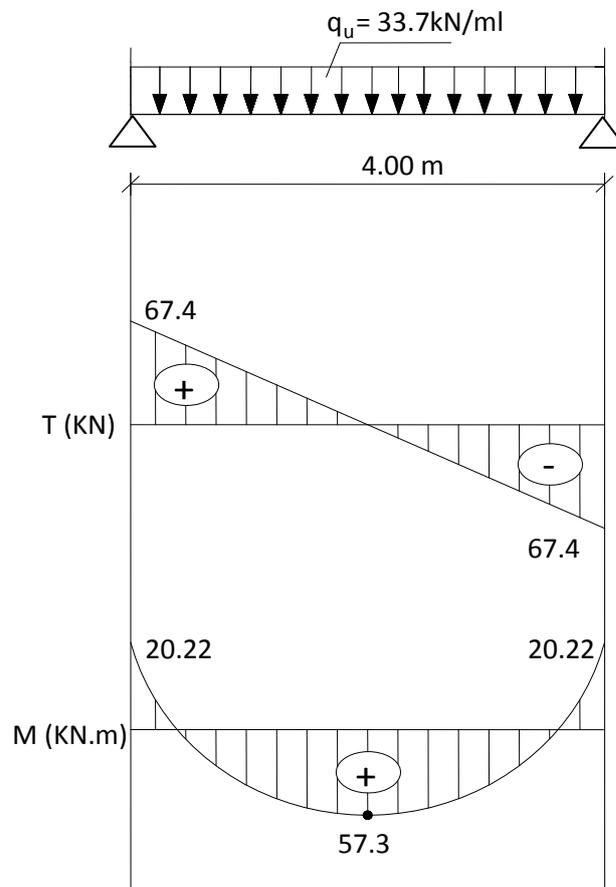


Fig III.25 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

c- Ferrailage :

1) Calcul des armatures :

• En travée :

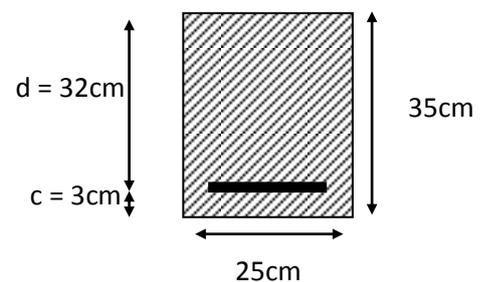
$h=35\text{cm}; d=32\text{cm}; c=3\text{cm}; b=30\text{cm}$

$f_{bu}=14,2\text{ MPa}; M_t = 57,3\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57.3 \times 10^2}{30 \cdot 32^2 \cdot 14,2} = 0,131$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.(S.S.A)

$\mu = 0,131 \rightarrow \beta = 0,930$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57.3 \cdot 10^2}{0,930 \cdot 32 \cdot 34,8} = 5.53 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.22 \cdot 10^2}{30 \cdot 32^2 \cdot 1,42} = 0,046$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.22 \cdot 10^2}{0,976 \cdot 32 \cdot 34,8} = 1.86 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

N.B :

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

$$\frac{0.5 \cdot b \cdot x \cdot h}{100} = \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2 .$$

$5.75 + 3.39 = 9,14 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

d) Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art -A-4.2,1BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{ 1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = \frac{67,4 \times 10^3}{300 \times 230} = 0,976 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 f_{c28}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$\tau_u = 0,976MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$ La Condition est vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. 5.1.3.2, BAEL 91)

3.1) Influence sur les aciers (armatures inférieures) :

$$A_u = 1.15 \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e}$$

$$A_u = 1.15 \frac{67.4 \times 100 - \frac{20.22 \times 10^3}{0.9 \times 32}}{4000} = 1.73cm^2$$

$A_a = 3.39 \geq A_u = 1.73cm^2$ la condition est vérifiée.

3.2) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0,4b.0,9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 300 \times 0,9 \times 320 \frac{25}{1,5} = 576 \text{ KN} > T_u = 67,4\text{KN} \Rightarrow \text{La Condition est}$$

vérifiée

3.3) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28} = 3.15MPa$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,3cm$$

$$\tau_u = \frac{67,4 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 2,07 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15\text{MPa}$ La Condition est vérifiée

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{mm}$$

On choisit $\phi_t = 8 \text{mm} < 10 \text{mm} \implies$ vérifiée

5. Espacement des barres (Article 7.5.2.2 RPA 99) :

5.1) En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 \text{cm} ; 14,4 \text{cm} ; 30 \}$$

On prend: $S_t = 7 \text{cm}$

5.2) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{cm}$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus des nus des appuis

➤ **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

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

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$$

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{cm} \quad \text{on prend} \quad L_a = 20 \text{cm}$$

III.D.3) CALCUL A L'ELS :

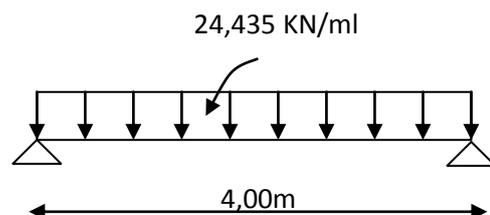
a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2,625 + 21,81 = 24,435 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 24,435 \text{KN/ml}$$

*Moment isostatique :



$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{24,435 \times 4,00^2}{8} = 48,87 \text{ kN.m}$$

$M_s = 48,87 \text{ KN.m}$

***Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{24,435 \times 4}{2} = 48,87 \text{ KN}$$

$T_s = 48,87 \text{ KN}$

En tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{\text{sap}} = -0,3.M_s = -14,661 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{str}} = 0,85.M_s = 41,53 \text{ KN.m}$$

b) Verification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

➤ **Aux appuis :** $b = 25\text{cm}$, $d = 32\text{cm}$, $M_{sa} = 14,661\text{kN.m}$, $A = 2,35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0,30$$

$$\rho_1 = 0,30 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times K_1 \times A_a \times d} = \frac{14,661 \times 10^3}{0,913 \times 32 \times 3.39 \times 32} = 4.625 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.625 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

➤ **En travée :** $M_{st} = 41.53\text{cm}$, $A = 5.75\text{cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.75}{25 \times 32} = 0,718 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,877 \\ K_1 = 25.65 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times K_1 \times A_t \times d} = \frac{41.53 \times 10^3}{0,877 \times 25.65 \times 32 \times 5.75} = 10.033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.033 \text{ MPa} . < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, alors aucune vérification n'est à effectuer. (la poutre palière se trouve a l'intérieur de la construction).

➤ **Etat limite de déformation :**

On considère qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et que toutes les inégalités suivantes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{\ell} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\ell} = 0,0875 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{41.53}{10 \times 48.87} = 0,084 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,75}{25 \times 32} = 0,007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Etant donnée que les trois conditions sont vérifiées, il n'y pas lieu de passer au calcul de la flèche.

c) Etat limite de déformation :

La fissuration état peu nuisible \Leftrightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire

Résume III.3 : Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

➤ Les armatures principales :

$3HA12=3.39\text{cm}^2$ (Aux appuis)

$3HA14+1HA12=5.75\text{cm}^2$ (En travée)

les armatures transversales : les cadres et les étriers en HA8

III.D.4) ferrailage de la poutre palière :

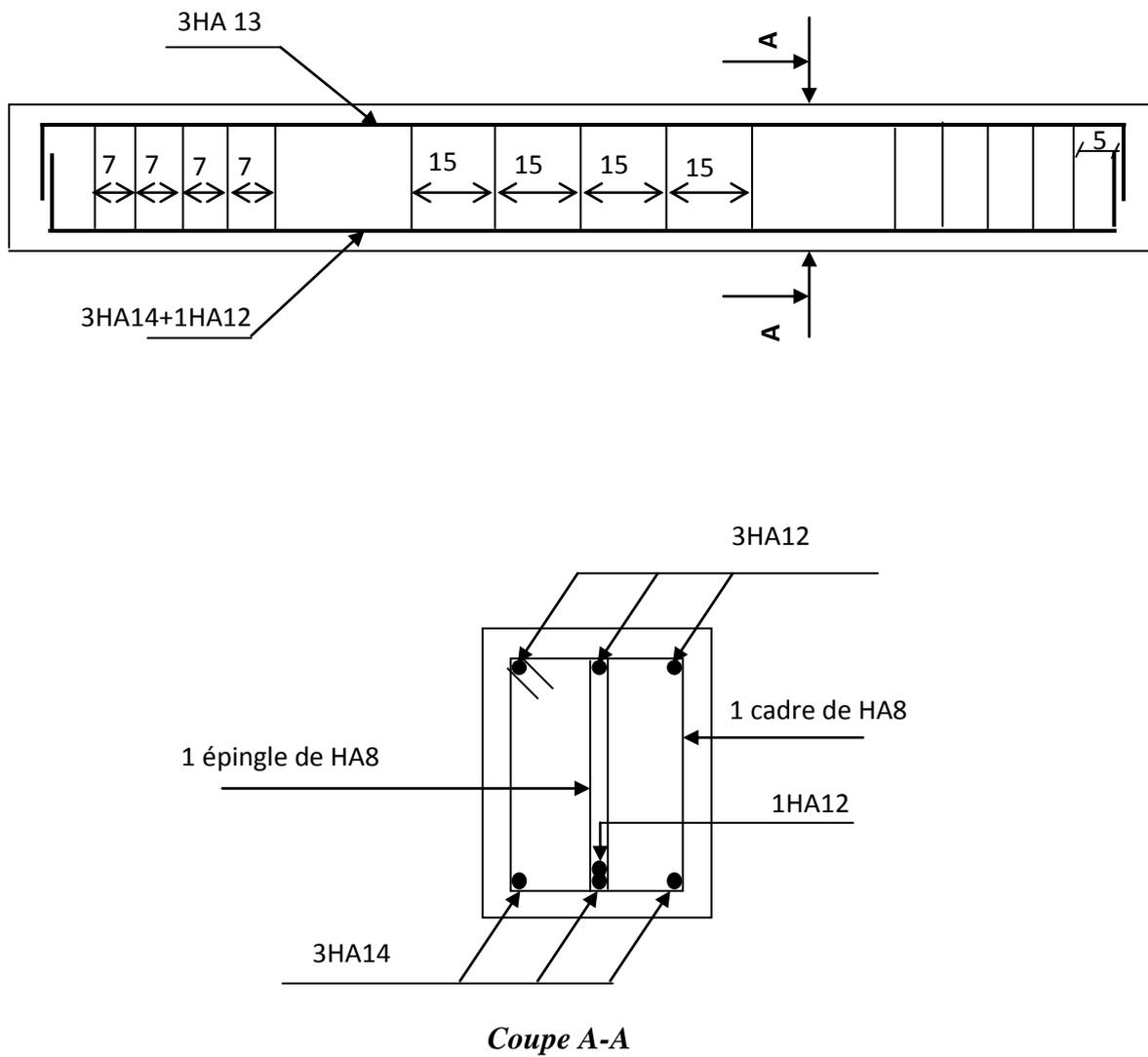


Fig. III.26 : ferrailage de la poutre palière

III.3) ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle sera soumise à son poids propre (G) et à une poussée latérale (Q) de 1 KN/m due à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement. , il a une section rectangulaire de dimensions :

- ◆ Epaisseur : $e = 10\text{cm}$
- ◆ Hauteur : $H = 50\text{cm}$

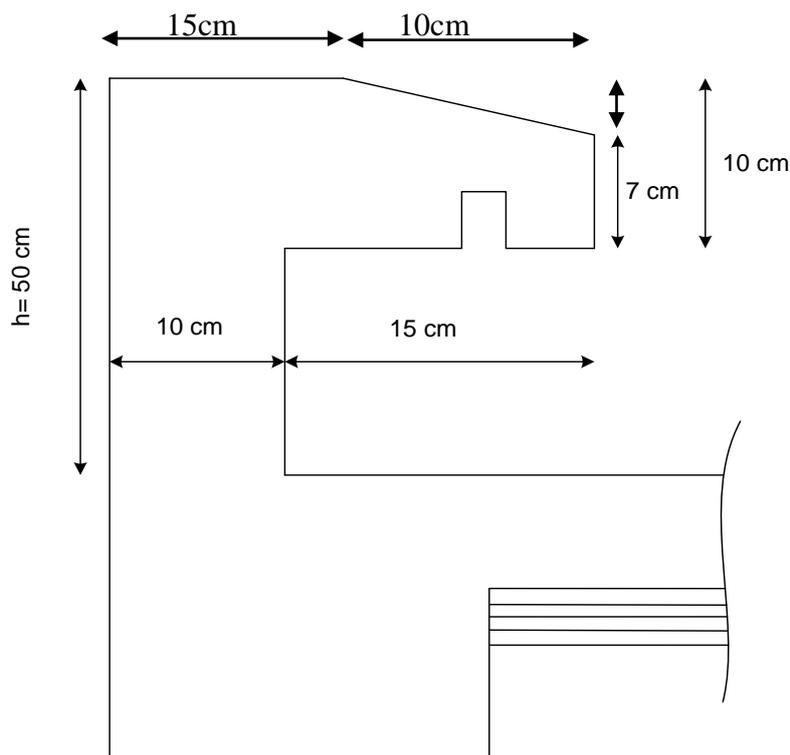


Figure III.27. Coupe transversale de l'acrotère.

III.3.a) Calcul des sollicitations de l'acrotère :

❖ Effort normal due aux poids propre : $G = P \times S \times 1,00$

Avec :

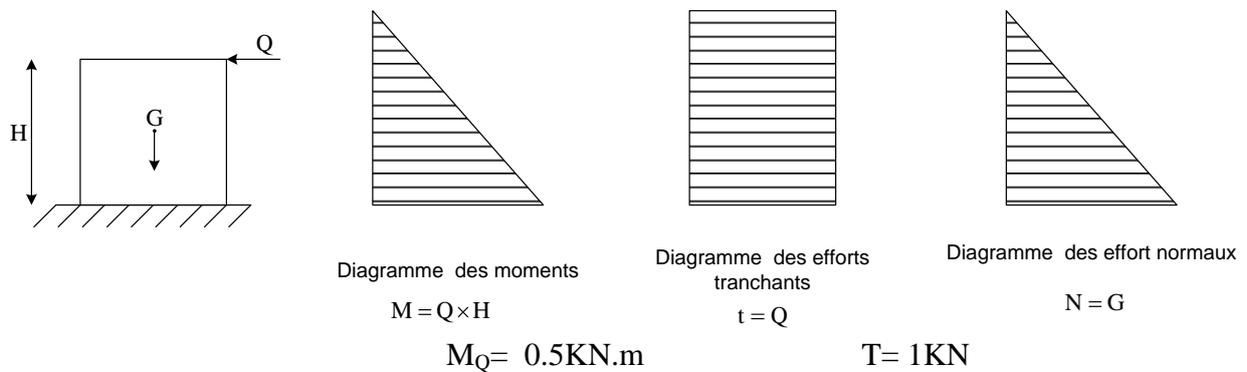
P : masse volumique du béton = 25KN/m^3

S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \times 1] = 1,5875 \text{ KN/m}$$

G = 1,5875 KN/m

- ❖ Surcharge due à la poussée latérale **Q = 1KN/m**
- ❖ Effort tranchant du à la poussée latérale **T = Q x 1ml = 1KN**
- ❖ Effort normal du au poids propre **G :..... N_G = Gx1 = 1,5875KN**
- ❖ Effort normal du à la surcharge **Q : N_Q = 0**
- ❖ Moment de renversement du à **G :..... M_G = 0**
- ❖ Moment de renversement du à **Q :..... M_Q = Q x h = 1x0.5 = 0.5KN.m**



N = 1,5875KN

Fig. III.28 : les efforts internes

➤ **A L'ELU :**

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

- Effort normal du à G :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.58 + 1.5 \times 0 = 2,133 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

➤ **A L'ELS :**

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

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.58 \text{ KN}$$

- Moment de renversement

$$M_s = M_G + M_Q = 0,5 \text{ KN.m}$$

III.3.b) Ferrailage :

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

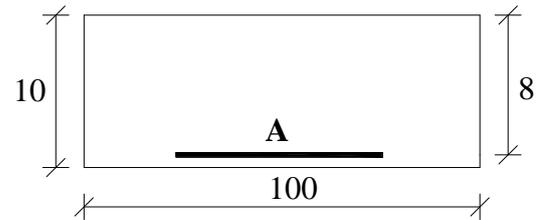
Les dimensions de la section à ferrailer sont les suivantes :

$$h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad d = 8 \text{ cm} \quad (\text{Voir fig.})$$

1) Calcul à l'ELU:

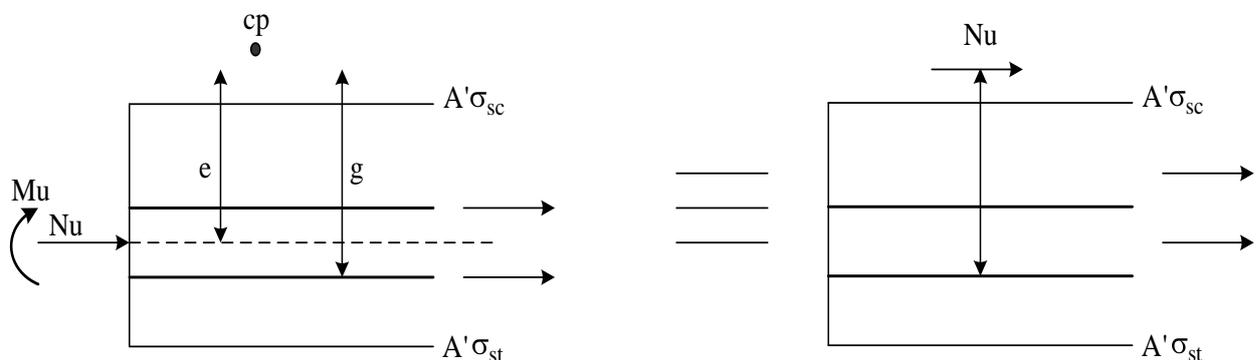
a – calcul de l'excentricité :

$$\left\{ \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,133} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m} \end{aligned} \right.$$



Donc on a :

$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_u = 35 \text{ cm} \implies$ Le centre de pression (C_p) se situe à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée(SPC).



Avec « g » la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures inférieures (tendues).

b. Détermination des armatures :

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul approché dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (Mf) pour déterminer les armatures fictives (Af), puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

Avec g : La distance entre le centre de pression (Cp) de la section et le centre de gravité des armatures inférieures (tendues).

◆ **Moment fictif** : $M_f = Nu.g$

$$g = eu + \frac{h}{2} - c = 35 + \frac{10}{2} - 2 = 38 \text{ cm} \Rightarrow g = 0,38 \text{ m}$$

$$M_f = Nu.g = 2,133 \times 0,38 = 0,810 \text{ kN.m} \quad \rightleftharpoons \quad M_f = 0,810 \text{ kN.m}$$

◆ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,810 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,00891 < \mu_l = 0,392 \quad \rightleftharpoons \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,00891 \longrightarrow \beta = 0,995$$

◆ **Armatures fictives** :

$$A_f = \frac{M_f}{Bd\sigma_s} = \frac{0,810 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2 \quad \rightleftharpoons \quad A_f = 0,29 \text{ cm}^2$$

c. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_\mu = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A_\mu = 0,32 - \frac{2,133}{34,8} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \rightleftharpoons \quad A_\mu = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A' = 0$ (Les armatures de composition ne sont pas nécessaires)

d. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL91, modifié 99)

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

• Armatures principales :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d}$$

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

$$e_s = M_s/N_s = \frac{0,5}{1,58} = 0,316 \text{ cm}$$

$$\implies A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{31,6 - 0,455 \times 8}{31,6 - 0,185 \times 8} = 0,896 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{min} = 0,896 \text{ cm}^2$

D'où les armatures principales :

$$A_{\mu} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,896 \text{ cm}^2$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armature :

$$A = A_{min} = 0,896 \text{ cm}^2 \implies \text{soit } A_{abaque} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = \text{de } 25 \text{ cm.}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{abaque}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \implies A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

2.les différentes vérifications :

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d} \leq \tau_{\square u}$$

Avec :

{	τ_u	→	contrainte de cisaillement.
	$\tau_{\square u}$	→	Contrainte tangentielle ultime.
	v_u	→	effort tranchant ($v_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} \leq \tau_{\square u} = \min 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \tau_{\square u} = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{(condition vérifiée)}$$

Puisqu' il n'ya pas de risque de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91/Art A.6.1.3) :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 d u_i} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec: u_i : la somme des périmètres utiles des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

τ_{se} : Contrainte admissible d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres :

$\psi_s = 1,5 \longrightarrow$ Pour les HA.

$$u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_{\square_s} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0,21 \text{ MPa} < \tau_{\square_s} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

❖ **Espacement des barres : (BAEL91/Art A.6.1.21) :**

✓ **Pour les armatures principales :**

$$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \min 3h ; 33 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

✓ **Pour les armatures secondaires :**

$$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \min 4h ; 45 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Encrage des barres : (BAEL91/Art A.6.1.21) :**

$$\text{la longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0,6 x \psi^2 x f_{t28} = 0,6 x 1,5^2 x 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_{se}} = \frac{8 x 400}{4 x 2,835} = 282,19 \text{ mm} \quad \text{soit : } \Longrightarrow L_s = 30 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 x L_s = 0,4 x 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

3) Calcul à l'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc}$ la contrainte limite de l'acier et de béton .

❖ *Vérification de la contrainte de compression dans l'acier:*

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right)$$

n : Coefficient de fissuration (n = 1,6 pour HA; Q ≥ 6 mm)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(226,67, 201,63) = 201,63 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{100xA}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$k_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{0,50 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 33,79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Il n'y a pas lieu de la vérifier car il n'y a pas d'aciers comprimés, on a une section simplement armée.

❖ *Vérification des contraintes de compression dans le béton :*

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

$$\text{On a : } \rho = 0,251 \quad \beta = 0,920 \quad K = 47,50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{33,79}{47,50} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

3. Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action des charges horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \leq 1 \text{ kN}$$

A : Coefficient d'accélération de zone ($A = 0,15$)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1,587kN/ml$)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,587 = 0,761kN/ml$$

$F_p = 0,761kN/ml < 1kN/ml \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Remarque :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1kN/ml$, supérieur à la force sismique

$F_p = 0,761kN/ml$, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

Résumé III.4 :

- Armatures principale : $4HA8=2.01cm^2$ avec $S_t = 25cm$

- Armatures de repartiions : $4HA8=2.01cm^2$ avec $S_t = 25cm$

Schémas de ferrailage de l'acrotère

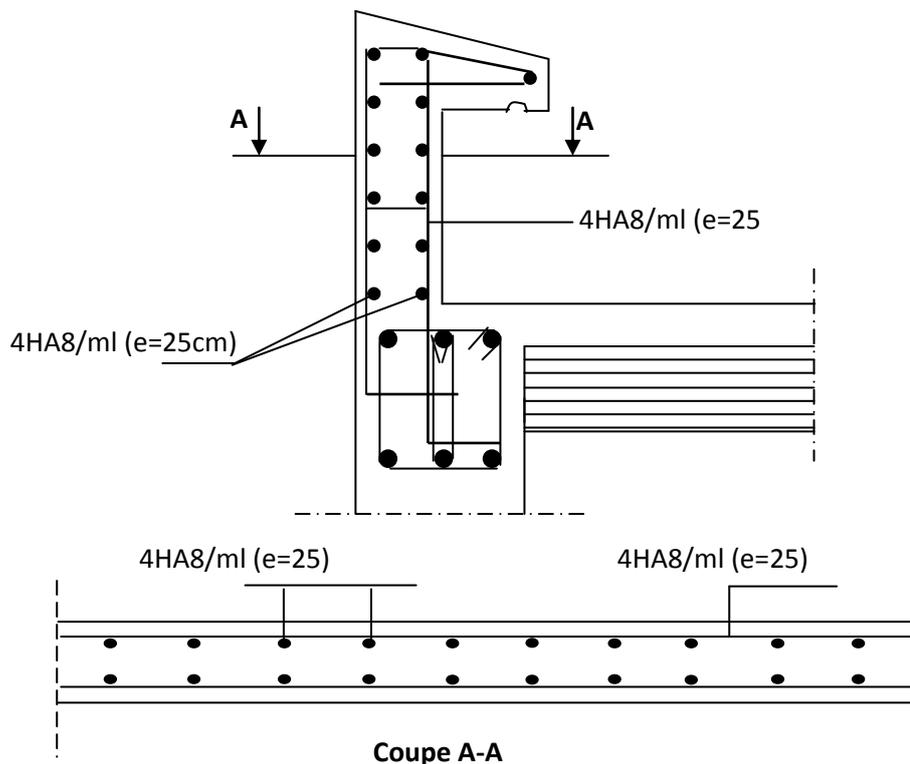


Fig III.29 : ferrailage de l'acrotère

III.4) ETUDE DE LA CAGE D'ASCENSEUR :

Introduction :

Notre immeuble est doté de deux cages d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V= 1$ m/s, la surface de la cabine est de $3,48m^2$ (1.70×2.05) , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes. ($P=90KN$)

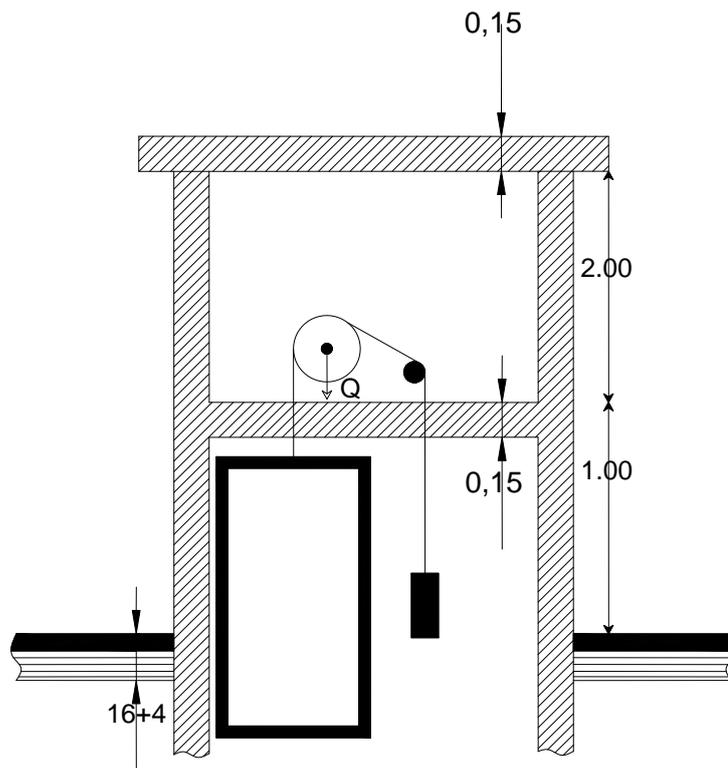


Figure III.30 : Schéma en coupe de la salle machine

III.4.1) Calcul de la dalle:

L'étude de la dalle reposant librement sur 4 appuis et soumise à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 3 cotés avec $L_y = 2.05$ m et $L_x = 1.70$ m.

a) Calcul de l'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{l_{max}}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} = \frac{205}{30} = 6,833cm$$

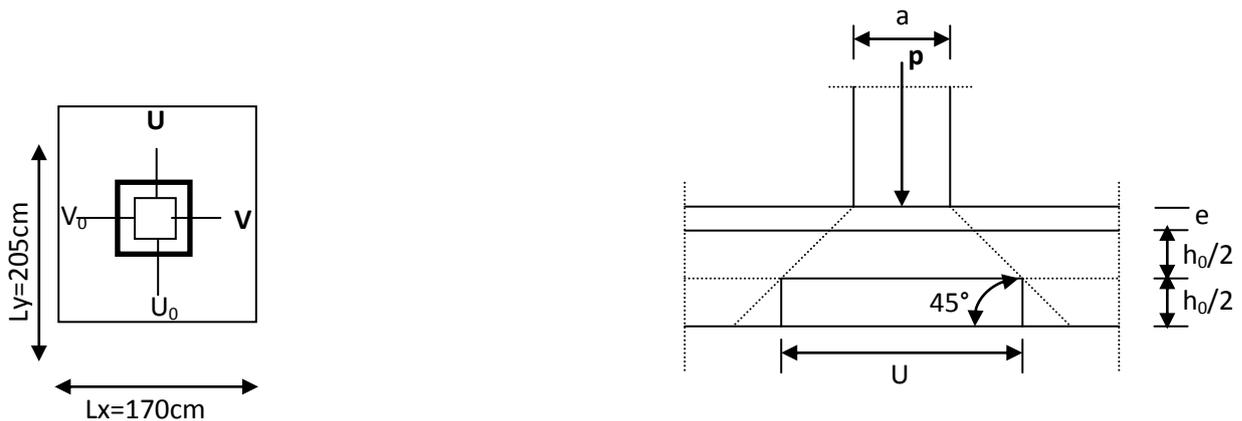


Fig III.31 : schéma statique de la salle machine

Nous avons la limite de **RPA** minimale qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15$ cm

$$U = U_0 + 2 h_r + h_0$$

$$V = V_0 + 2 h_r + h_0$$

Avec :

-($U_0 \times V_0$) : Surface de contact ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

-($U \times V$) : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

- h_0 : épaisseur de la dalle.

- $h_r = 5$ cm, épaisseur de revêtement.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{205} = 0.82$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Détermination des sollicitations :

○ **AL'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

○ **AL'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 90 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

c) Calcul des moments:

- *Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :*

$$\begin{cases} M_x = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u (\nu M_1 + M_2) \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \nu = 0 \text{ à L'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à L'ELS} \end{cases} \quad \nu : \text{Coefficient de poisson}$$

M_1 et M_2 : Coefficient donnée par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\begin{cases} \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{205} = 0,82 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0,62 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{205} = 0,51 \end{cases} \quad \begin{matrix} \longrightarrow \\ \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{à partir des abaques de PIGEAUD} \\ \text{et après une interpolation on aura} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{matrix} \quad \begin{cases} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

- **A L'ELU : $\nu = 0$**

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121,5 \times 0,095 = 11,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121,5 \times 0,067 = 8,14 \text{ KN.m}$$

- *Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle pleine :*
-Cas de charge uniformément répartie :

On a :

$$\rho = 0,82 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \text{On a } q_u = 8,04 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0539 \times 8,04 \times (7)^2 = 1,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,6313 \times 1,25 = 0,790 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,54 + 1,25 = 12,79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,14 + 0,790 = 8,93 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voile les moments calculés seront minorés de 15% en travée et de 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m en flexion simple, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

• En travée

$$M_{u,x}^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,79 = 10,871 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,y}^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,93 = 7,590 \text{ KN.m}$$

• En appuis

$$M_{u,x}^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,79 = 3,837 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,y}^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,93 = 2,679 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens X-X :**

❖ **Aux appuis :**

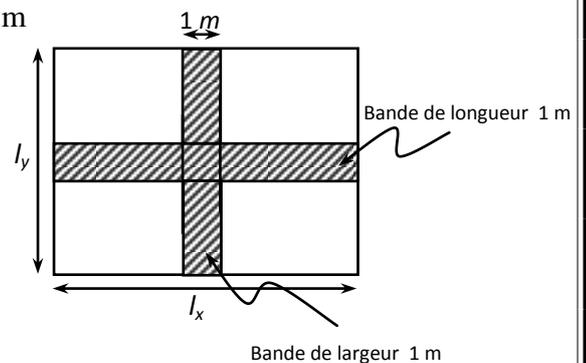
$$M_{u,x}^a = 3,837 \text{ KN.m} , h_t = 15 \text{ cm} , c = 2 \text{ m} , b = 1 \text{ m} , d = h_t - c = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.837 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a^x = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.837 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0,855 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92 cm²** Avec : **St = 20 cm**



❖ En travées :

$$M_{u,x}^t = 10,871 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{10,871 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t^x = \frac{10,871 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2,457 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92cm²** Avec : **St = 20cm**

➤ Sens y-y :

• Aux appuis :

$$M_{u,y}^a = 2.679 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.679 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a^y = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2.679 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.595 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec **St = 20cm.**

• En travée :

$$M_{u,y}^t = 7,590 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.590 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t^y = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{7.590 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec **St = 20cm.**

III.4.2) VERIFICATION A L'ELU :

1.) *Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :*

➤ Sens X-X :

$$A_a \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \text{ Avec : } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction qui égale a } 0.8\text{‰}$$

$$A_a \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{1,70}{2,05} \right) = 1,302 \text{ cm}^2$$

Pour les A_y^t, A_x^t et $A_y^a, A_x^a = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.314 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2.) *Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)*

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Dans les deux sens : x-x ; y-y

-Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm). $S_t = 20 \text{ cm} < (30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) \dots$ condition vérifiée.

-Direction perpendiculaire: min (3h, 33cm) . $S_t = 20 \text{ cm} < (45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

3) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,571 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V} = \frac{90}{2 \times 1,05} = 42,85 \text{ KN}, \text{ On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{42,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.329 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée.

4) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi_{\max} = 10\text{mm} < \phi = 15 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

5) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c = 2 (U + V) = 2 (105 + 105) = 420\text{cm} = 4.20 \text{ m}$

$P_u = 121,5 \text{ KN/ml} \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

III.4.3.) VERIFICATION A L'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

à L'ELS : $\nu=0.2$

Après interpolation : $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{array} \right.$

$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_s$

$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s$

$q_s = 90 \text{ kN/m}^2$

$M_{x1} = (0.095 + 0.2 \times 0.067) \times 90 = 9,756 \text{ kN.m}$

$M_{y1} = (0,067 + 0.2 \times 0.095) \times 90 = 7,74 \text{ kN.m}$

b) Moment engendré par le poids propre de la dalle :

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

$q_s = G + Q = 5.85 \text{ kN/m}^2$.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2, & M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \\ \rho = 0.82 \rightarrow v = 0.2 \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0607 \times 5.85 \times (1.7)^2 = 1.026 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7381 \times 1.026 = 0.757 \text{ kN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.756 + 1.026 = 10.782 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.74 + 0.757 = 8.497 \text{ kN.m.}$$

d) Ferraillage :

- **Moments en travées : $M_t = 0.85 M$**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.782 = 9.165 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.497 = 7.222 \text{ kN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3M = 0.30 \times 10.782 = 3.234 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M = 0.30 \times 8.497 = 2.549 \text{ kN.m}$$

1) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

2) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

▪ Aux appuis :

$$M_x = 3,234 \text{ KN.m} ; M_y = 2,549 \text{ KN.m}$$

$$A_a^x = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \rightarrow \beta = 0,915 \rightarrow k = 43,48$$

$$A_a^y = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \rightarrow \beta = 0,915 \rightarrow k = 43,48$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times A_a^x} = \frac{3,234 \times 10^3}{0,915 \times 13 \times 3,92} = 69,356 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times A_a^x} = \frac{2,549 \times 10^3}{0,915 \times 13 \times 3,92} = 54,662 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

▪ En travées :

$$M_x = 9,165 \text{ KN.m} ; M_y = 7,222 \text{ KN.m}$$

$$A_x^t = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \rightarrow \beta = 0,915 \rightarrow k = 43,48$$

$$A_y^t = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100A_x}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \rightarrow \beta = 0,915 \rightarrow k = 43,48$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times A_a^x} = \frac{9,165 \times 10^3}{0,915 \times 13 \times 3,92} = 196,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times A_a^x} = \frac{7,222 \times 10^3}{0,915 \times 13 \times 3,92} = 154,884 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

3) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **En travées :**

Sens x-x : $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{196.55}{43.48} = 4,520MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Sens y-y : $\sigma_s = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{154,884}{43.48} = 3,562MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

▪ **Aux appuis**

Sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{69.356}{43.48} = 1,59MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$

Sens y-y : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{54,662}{43.48} = 1,25 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots$ *toutes les conditions sont vérifiées*

4) Diamètre maximal des barres (Art A-7-2-1 du BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi_{max} = 10\text{mm} < \phi = 15 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Résumé III.5 :

Après avoir effectué les calculs suivant les deux sens et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur ; **BAEL 91** , on adopte les armatures finales suivantes :

- **Selon X-X :**
 - Aux appuis :5HA10=3.92cm²
 - En travée :5HA10=39.2cm²
- **Selon Y-Y :**
 - Aux appuis :5HA10=3.92cm²
 - En travée :5HA10=39.2cm²

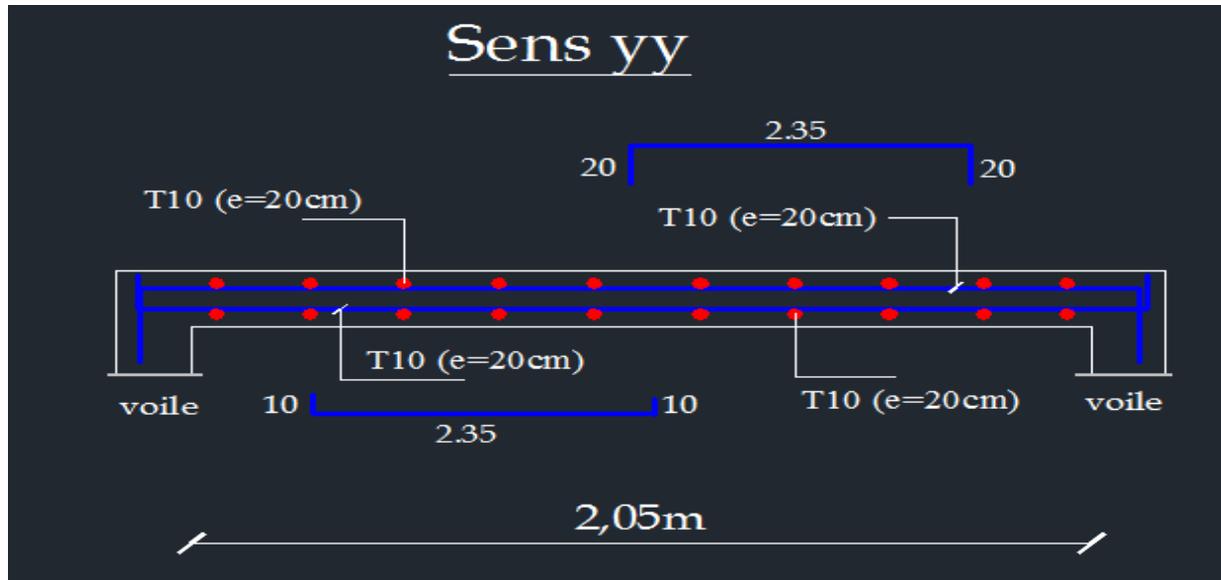
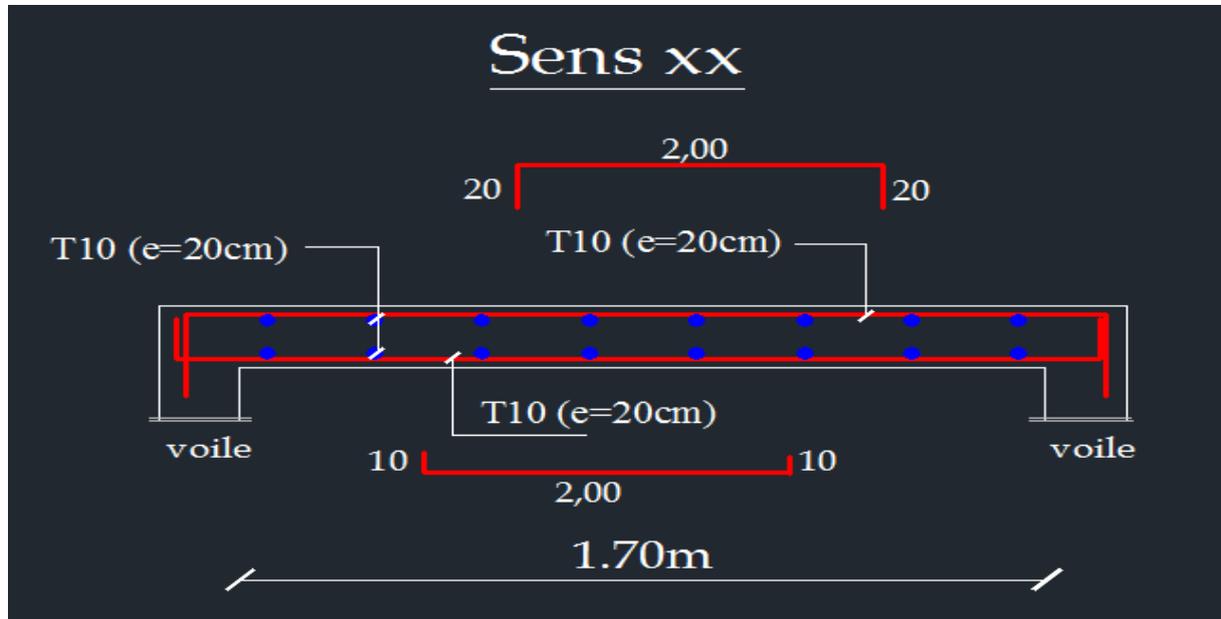
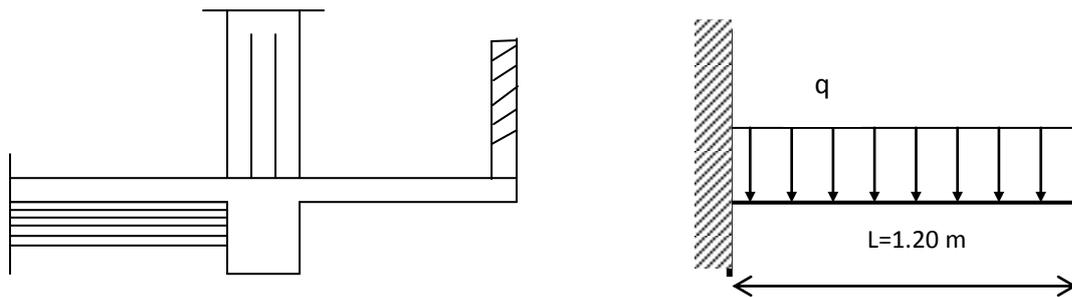


Fig III.32) FERRAILLAGE DE LA DALLE DE LA SALLE MACHINE

III-6) CALCUL DU PORTE A FAUX :

- Ce porte a faux est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le porte a faux travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.



FigIII.33 :Schéma statique du porte a faux.

III-6-1 dimensionnements :

$e_p \geq \frac{L}{10}$ Avec L : La longueur de la console

$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \implies e_p = 15 \text{ cm}$

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1m de largeur.

III-6-2 détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur (m)	Poids en KN/ml
Poids propre de la dalle pleine	0.15	$0.15 \times 25 \times 1,2m = 4,5$
Enduit en mortier ciment	0.02	$0.02 \times 18 \times 1,2 = 0,43$
Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 \times 1,2m = 0,528$
Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 \times 1,2m = 0,528$
Couche de sable	0.02	$18 \times 0.02 \times 1,2m = 0,432$
		$G_v = 6,418$

Tableau III.5.1 : les charges permanentes revenant au porte a faux.

b) Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation de la dalle, est donnée par le DTR : $Q = 3.5 \times 1,2 = 4,2 \text{ KN/ml}$

III.6.3. CALCUL A L'ELU :

1-Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,418 + 1,5 \times 4,2 = 14,96 \text{ KN/ml}$$

2-Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{q_u} = q_u L^2 / 2 = 14,96 (1,20)^2 / 2 = 10,77 \text{ KNm}$$

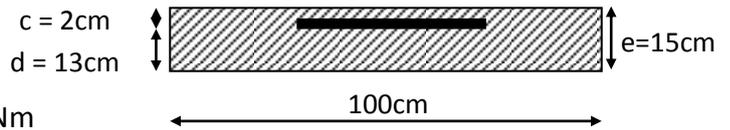


Fig. :III.6.2.bande d'un mètre de

largeur

III.6.4) CALCUL DES ARMATURES:

a. Armatures principales

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_b = 0,04 < \mu_e = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_b = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,77 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,43 \text{ cm}^2$$

On adopte A_p 5HA10 = 3,93 cm² avec $S_t = 20$ cm.

b-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm² avec $S_t = \frac{120}{4} = 30$ cm.

III.6.5) VERIFICATION A L'ELU :

a) condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_p = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ *la condition est vérifiée*

b) Vérification aux cisaillement : (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u \langle \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

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

$$V_u = q_u L = 10,77 \times 1.20 = 12,924 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,924 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.10 \langle \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

la condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'armatures transversales.

c) Vérification de l'adhérence les barres :

$$\tau_{se} \langle \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : n \Pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm} = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,924 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 0,703 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$\tau_{se} = 0,703MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow$ *La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.*

d.) Calcul de l'ancrage

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,733 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 35 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 L_s = 14 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 14 \text{ cm}$$

e.) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

BAEL 99 A.5.1,312 :

$$A_{st} \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \text{ avec : } A_p = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ et } \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{12924}{348} = 37,13 \text{ mm}^2 = 0.3713 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = 0,3713 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

BAEL99 A.5.1,313 :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28} / \gamma_s = 0,4 \times 0,9 \times 0,13 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 780 \text{ KN}$$

$$V_u = 12,924 \text{ KN}$$

$\bar{V}_u \gg V_u$ condition est vérifiée

c.) Espacement des barres

***Pour les armatures principales :**

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

St = 20cm < 33cm..... La condition est vérifiée.

***Pour les armatures de répartitions:**

$$St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

St = 30cm < 45cm..... La condition est vérifiée.

III.6.7) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6,418 + 4.2 = 10,618 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment d'encastrement :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 7,645 \text{ KN.m}$$

M_s = 7,645 KN.m

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

M_s = 7,645 KN.m

$$b \frac{y^2}{2} - n A_s (y - y_s) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 3.93 (13 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0 \Rightarrow \overline{\Delta} = 395,91$$

Y = 3,36 cm

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_s (y - y_s)^2 \Rightarrow I = 6735,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{7,645 \times 10^6}{67355000} \times 33,6 = 3,81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,81 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

b) dans d'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ avec :

$$\sigma_s = n \frac{M_s}{I} (y - y_s) = 15 \frac{7,645 \times 10^6}{67355000} (30 - 33,6) = 164,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$$

La section trouvée à l'E.L.U est justifier vis-à-vis à l'E.L.S

1) $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0,15}{1,20} = 0,125 > 0,0625$ «Condition vérifiée»

2) $\frac{e}{L} \geq \frac{7,645}{15M_0} = 0,125 > 0,1$ «Condition vérifiée»

3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e} = \frac{3,93}{100 \times 13} \leq \frac{3,6}{400} 0,00347 < 0,0105$ «Condition vérifiée»

Touts les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Vérification de la flèche :

Résumé III.6:

-Armatures principales : 5HA10=3.93cm² avec S_t =20 cm

-Armatures de repartiions : 4HA8 =2,01cm² avec S_t =30 cm

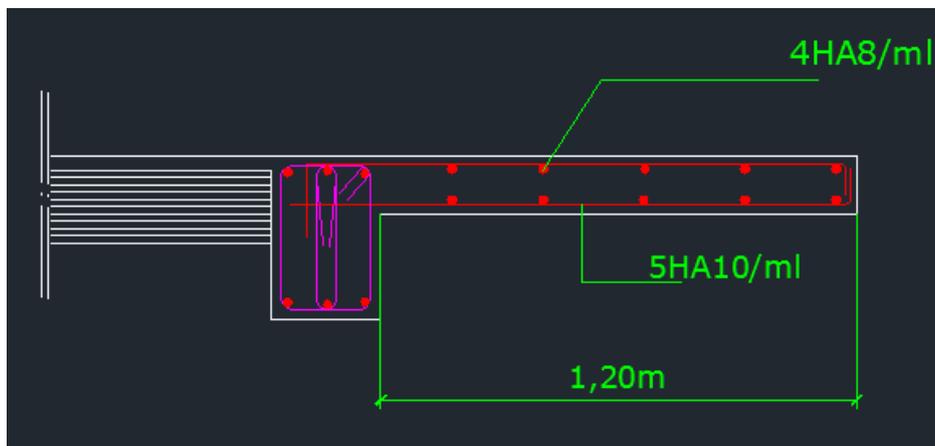


Fig III-34 : PLAN DE FERRAILAGE DU PORTE A FAUX.

CHAPITRE IV

Présentation de logiciel ETABS

IV-1) Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

IV-3) Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement .Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste 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.

Rappel : (terminologie)

Elément : élément Restraints : degrés de liberté (DDL). Uniformed loads : point d'application de la charge. Define : définir. Material : matériaux. Concrete : béton Steel : acier. Frame section : coffrage.	Loads : charge. Grid line : ligne de grille Joints : nœuds. Frame : portique (cadre). Shell : voile. Column : poteau. Beam : poutre.
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7.0. Pour choisir l'application ETABS

on ouvre l'ETABS



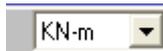
Etapes de modélisation :

❖ PREMIERE ETAPE :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

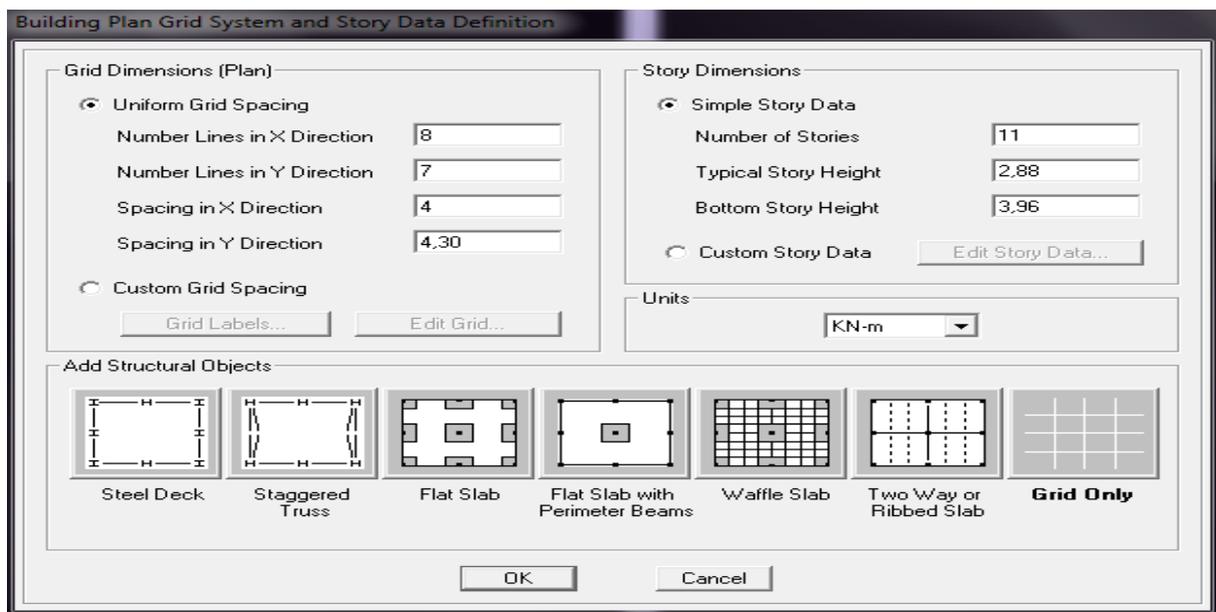
A) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



B) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** \implies **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Pour une construction en **Auto-Store** .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X \implies **(Number lines in X direction)**.
- Le nombre des lignes dans la direction Y \implies **(Number lines in Y direction)**.
- Hauteur d'étage \implies **(story High)**.
- Longueur de travée dans le sens X \implies **(Spacing in X direction)** (Entre axes).
- Longueur de travée dans le sens Y \implies **(Spacing in Y direction)** (Entre axes).
- Le nombre d'étage \implies **(Number of stories)**.

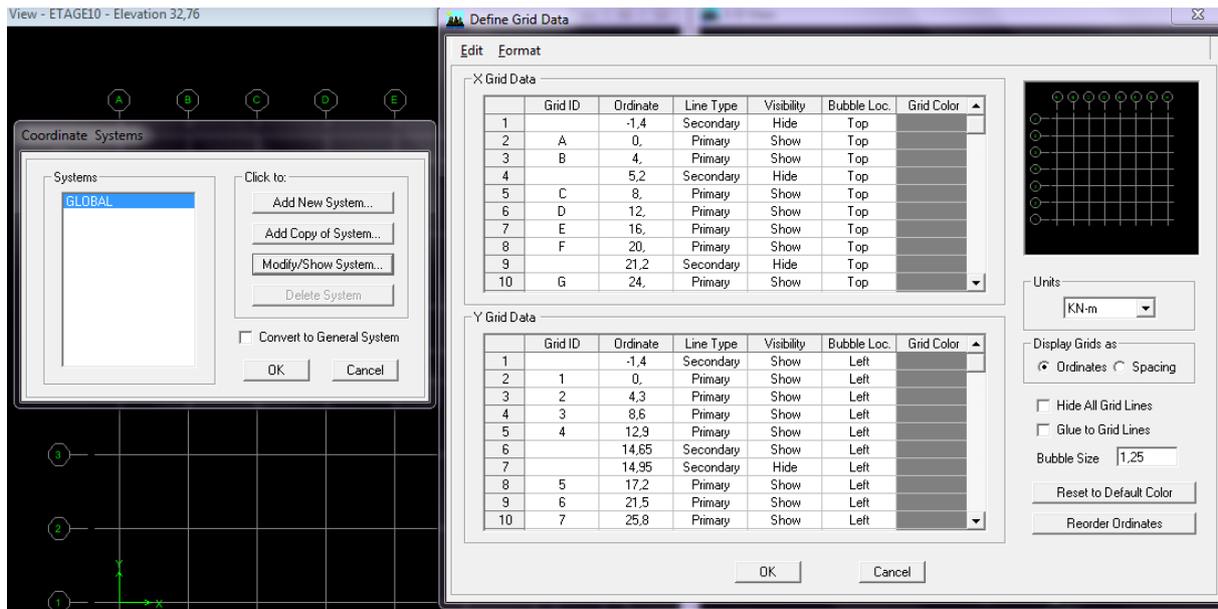
-la hauteur d'étage courant \implies (typical story High).

-La hauteur d'étage en bas (RDC) \implies (bottom story hight).

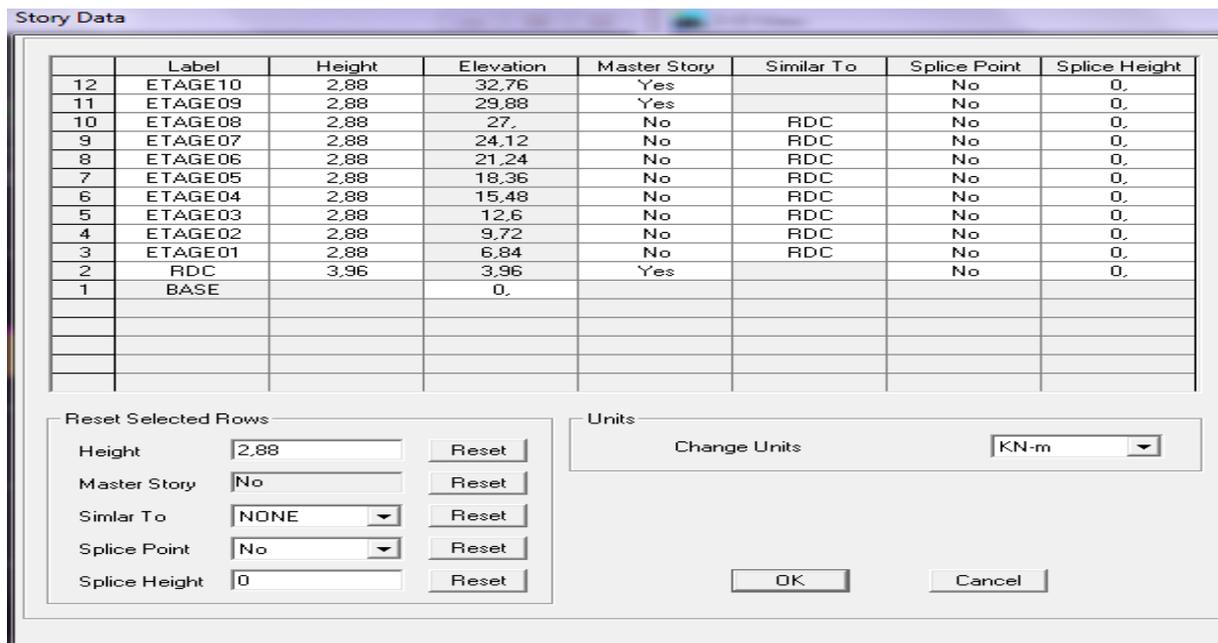
C) modification de la géométrie de base :

pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étages :

on clique sur le bouton droit de la souris, on introduit les distances cumulées, on clique sur **ok**



Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**



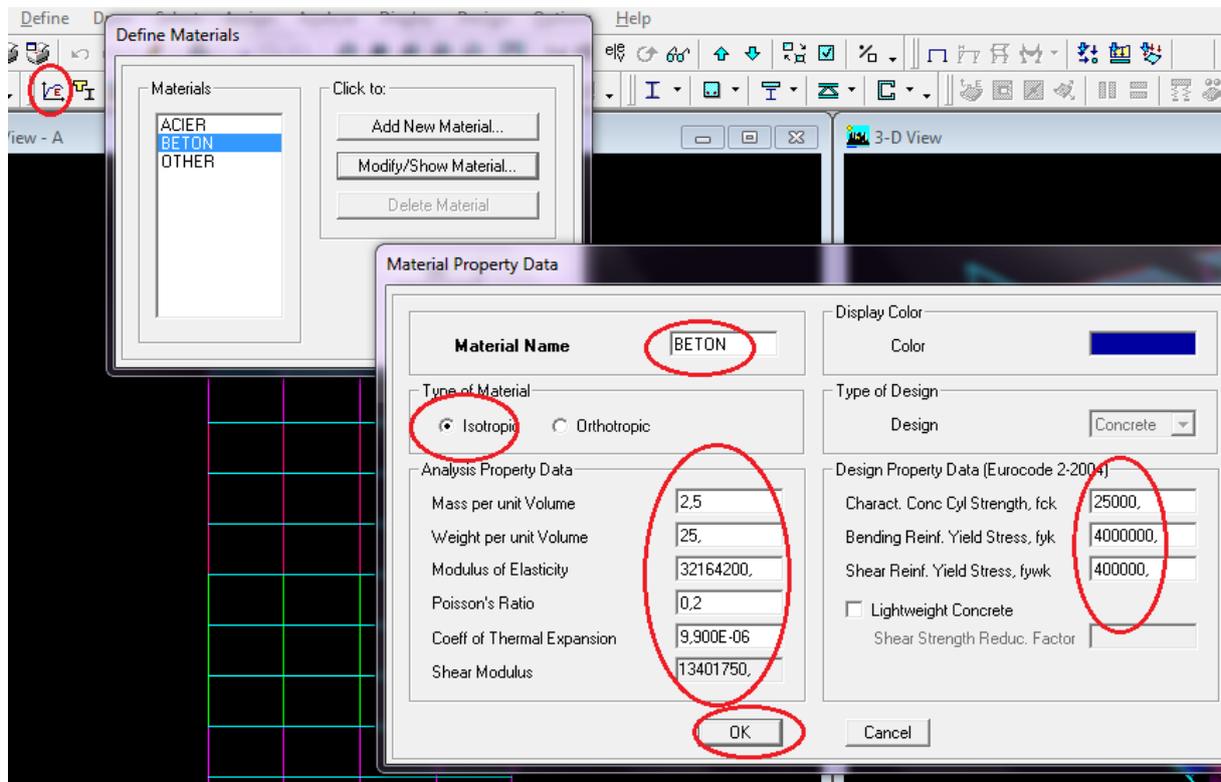
❖ DEUXIEME ETAPE :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécanique des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton

Define \longrightarrow Material property

\longrightarrow On sélectionne le matériau **CONC**

\longrightarrow **Modify /Show Material** , et on apporte les modifications inscrites dans la figure



❖ TROISIEME ETAPE :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres , poteaux , consoles, voiles.....)

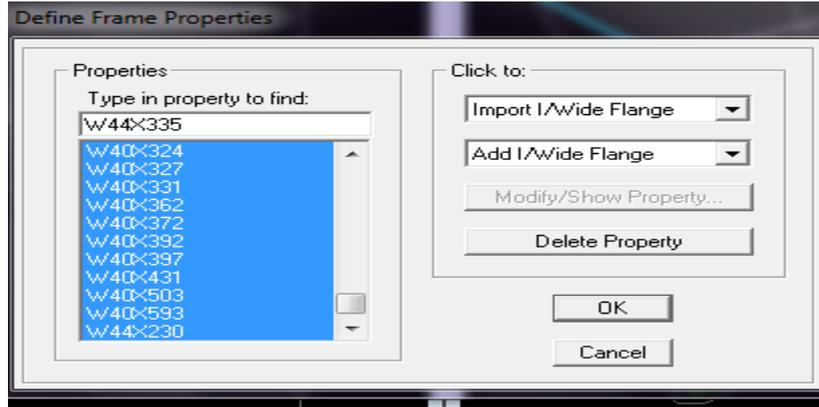
1) définitions des différents éléments :

-les éléments barres

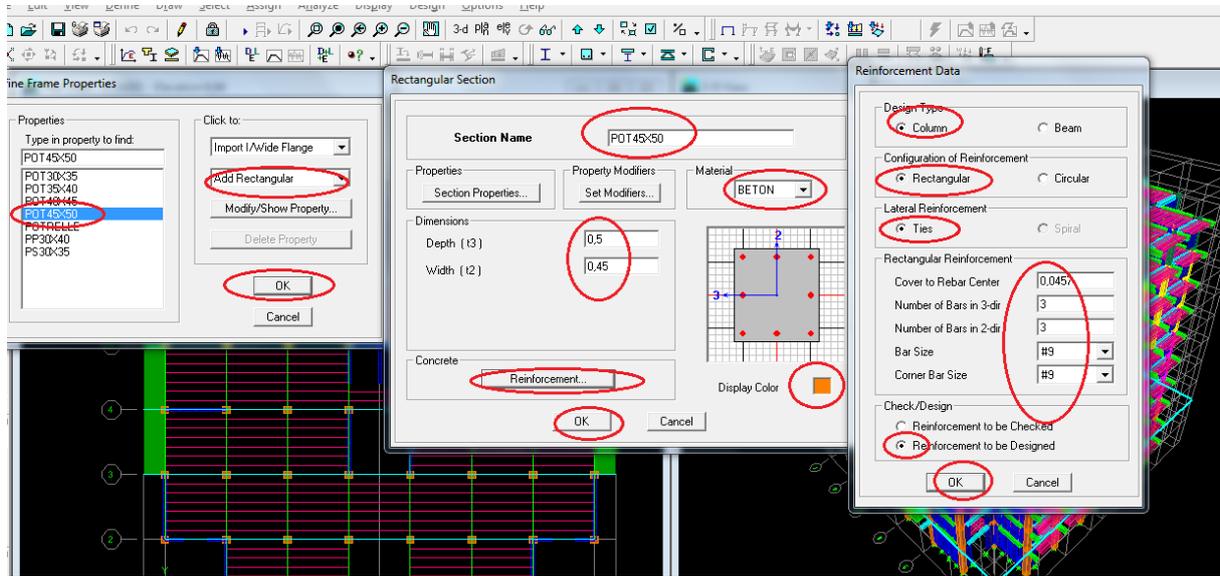
Nous choisissons le menu **Define** \longrightarrow **Frame section** .

Icône **properties** on sélectionne tout \longrightarrow **delete property**

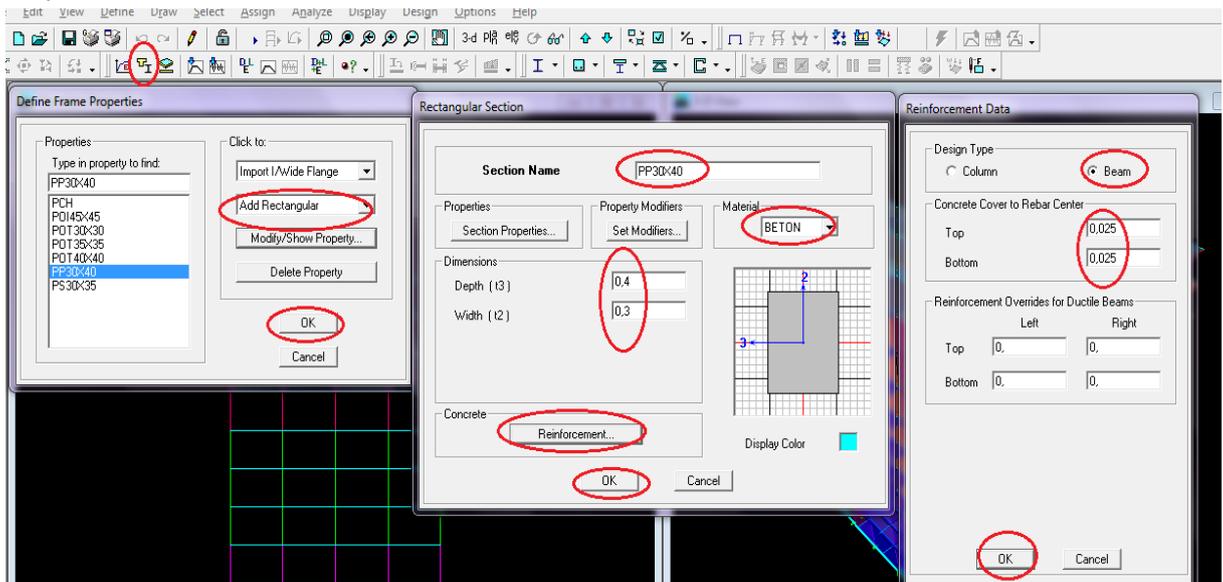
Click to \longrightarrow on clique sur **Add Rectangular** 'ajout de sections '



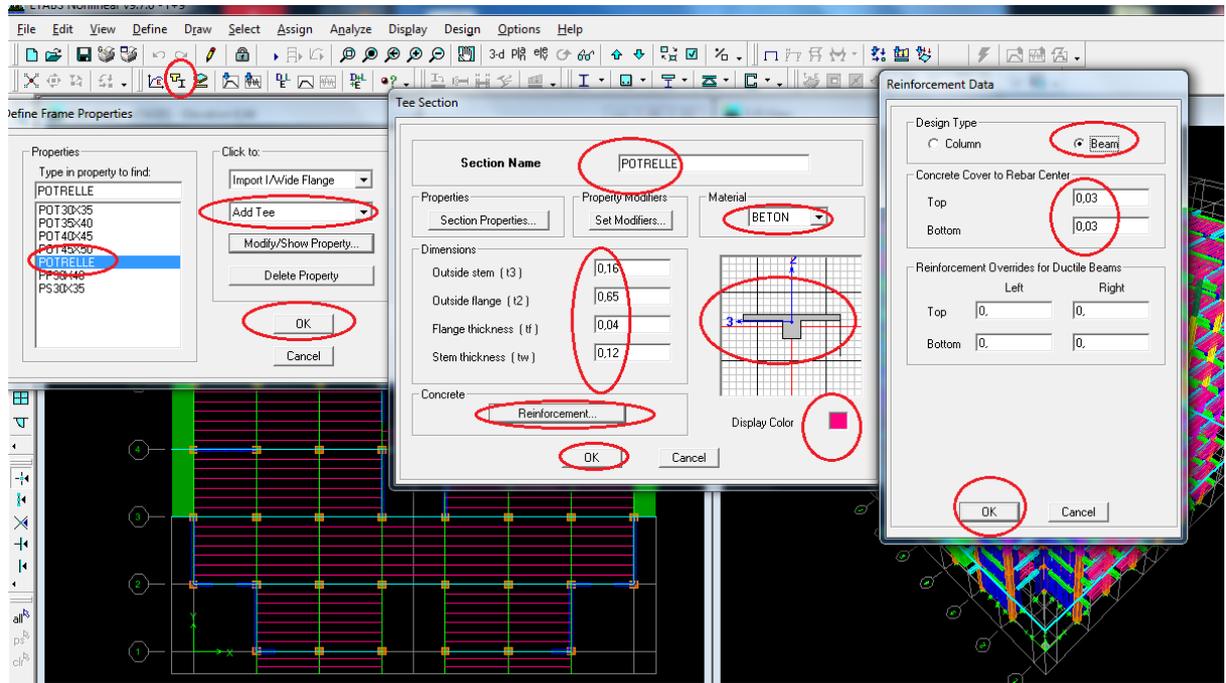
A) les poteaux :



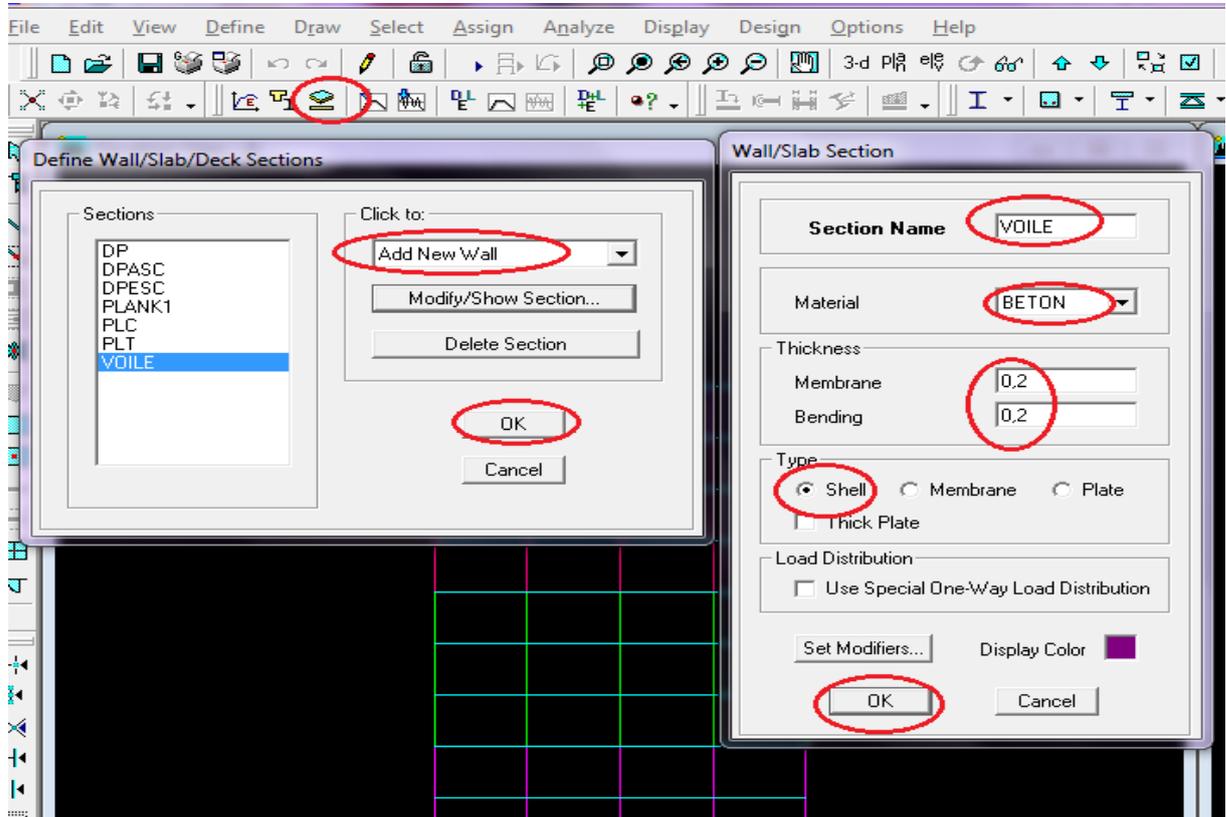
B) les poutres :



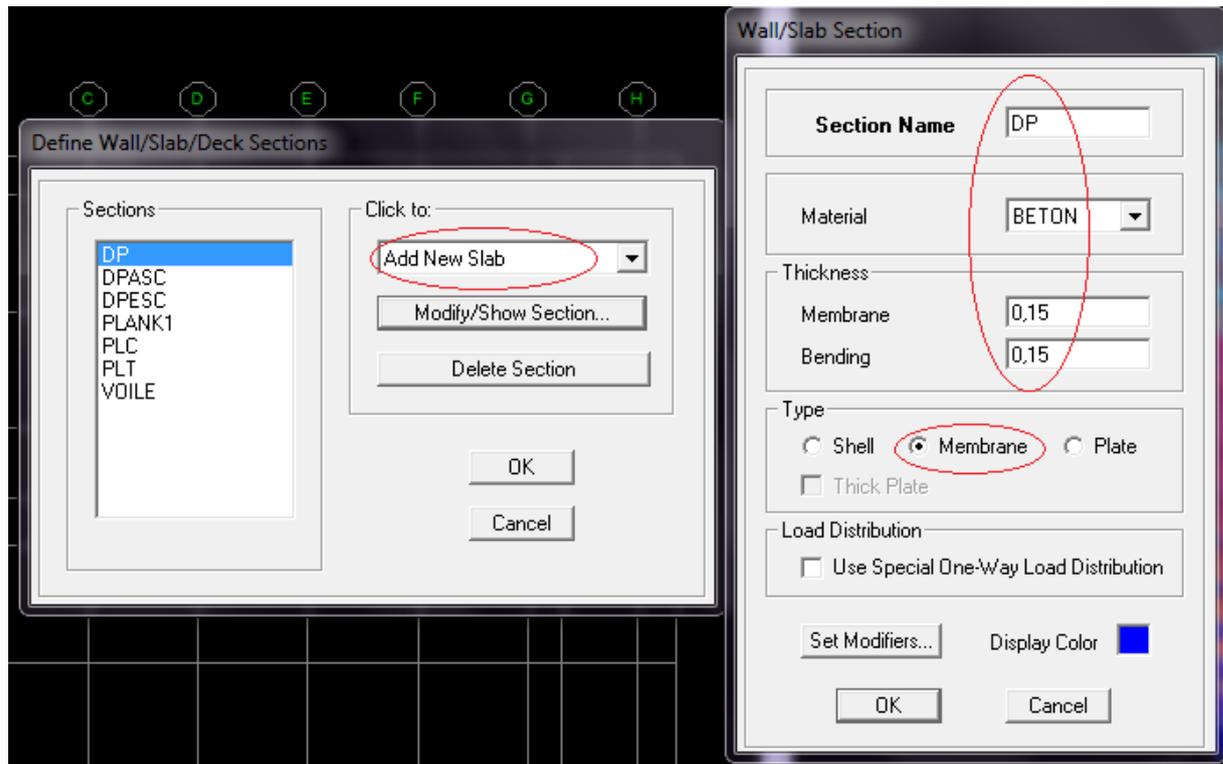
c) les planchers (avec potrelles) :



D) Les voiles :

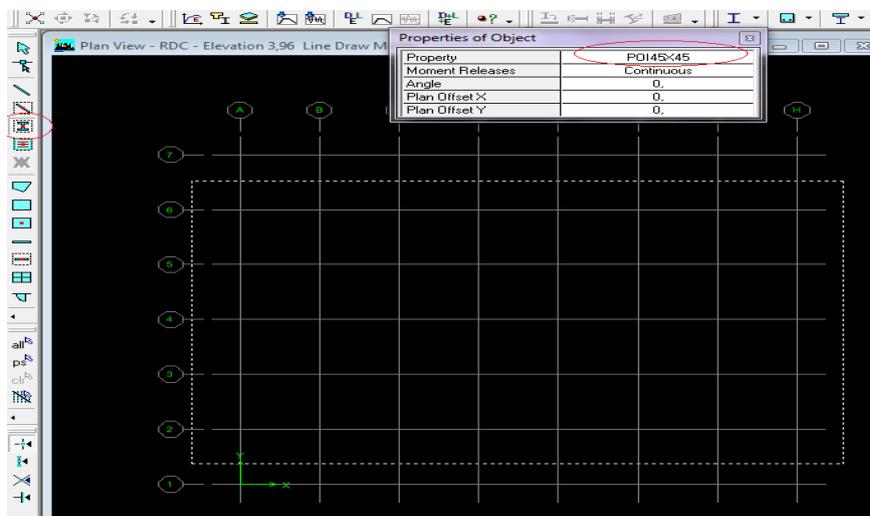


E) dalles pleines :



2) Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

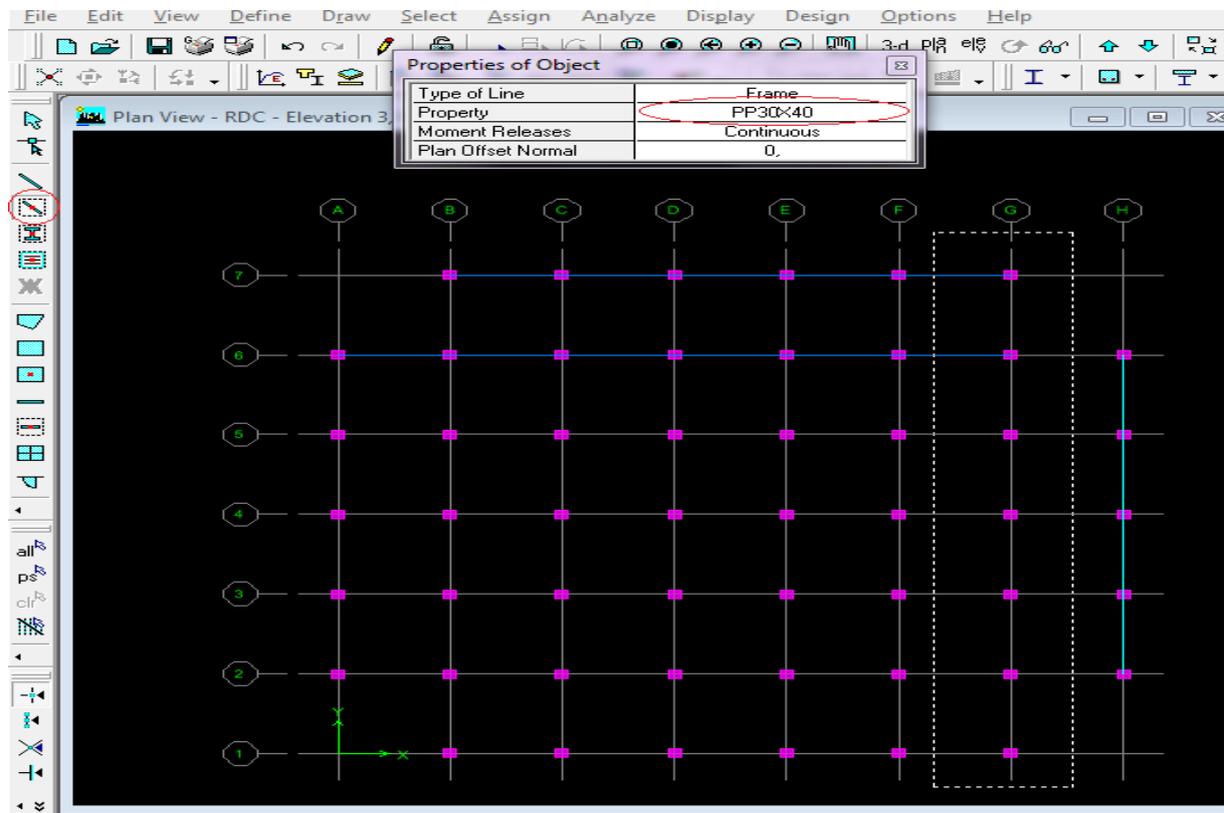
- Pour les poteaux :



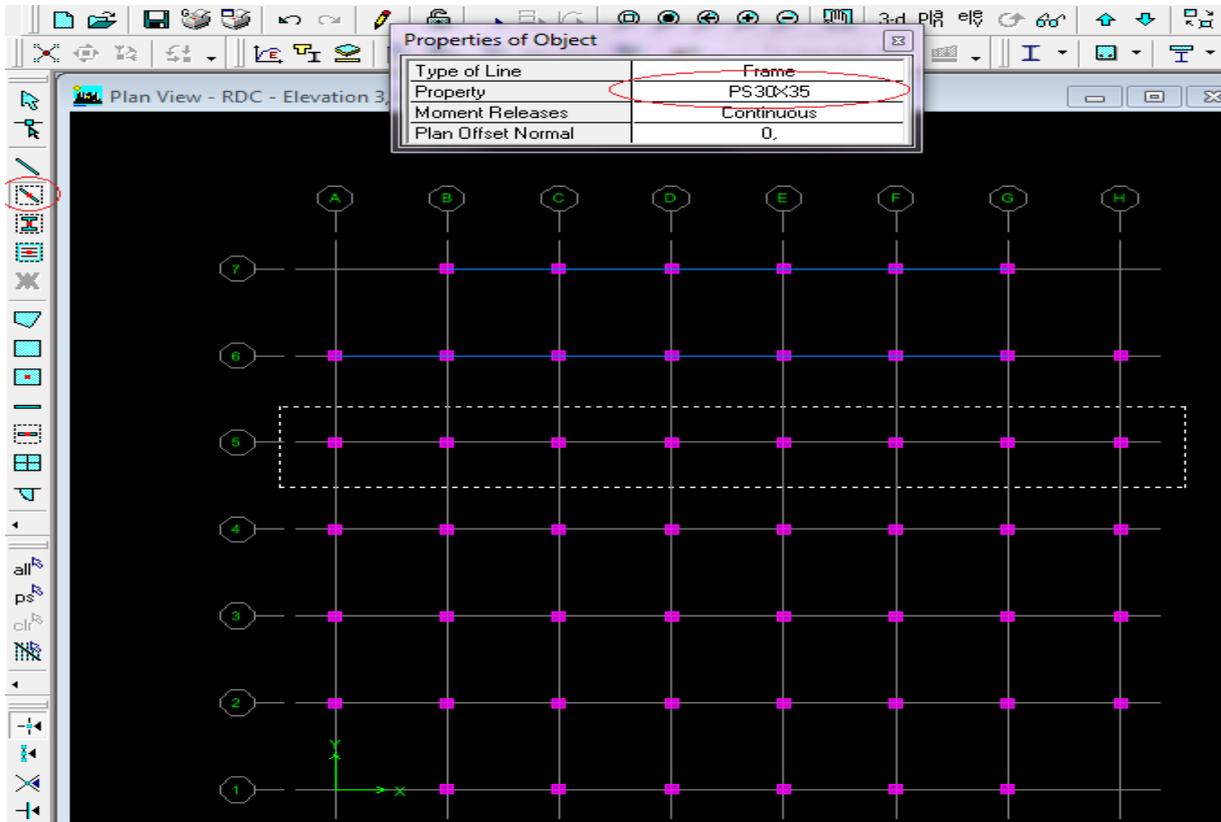
on slection **similer story** si la section des poteux est constante sur toute la hauteur du batiment si non slectionne **one story**



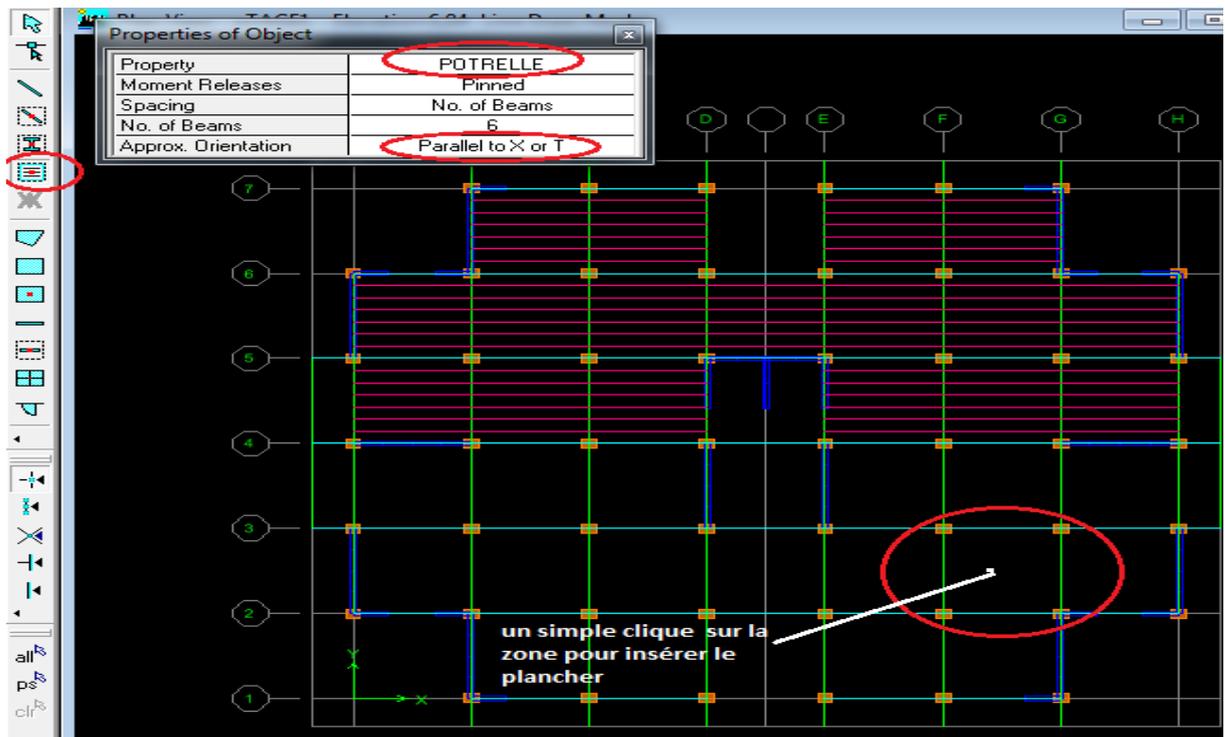
- Pour les poutres principales et secondaires :
 1*Les Poutres principales :



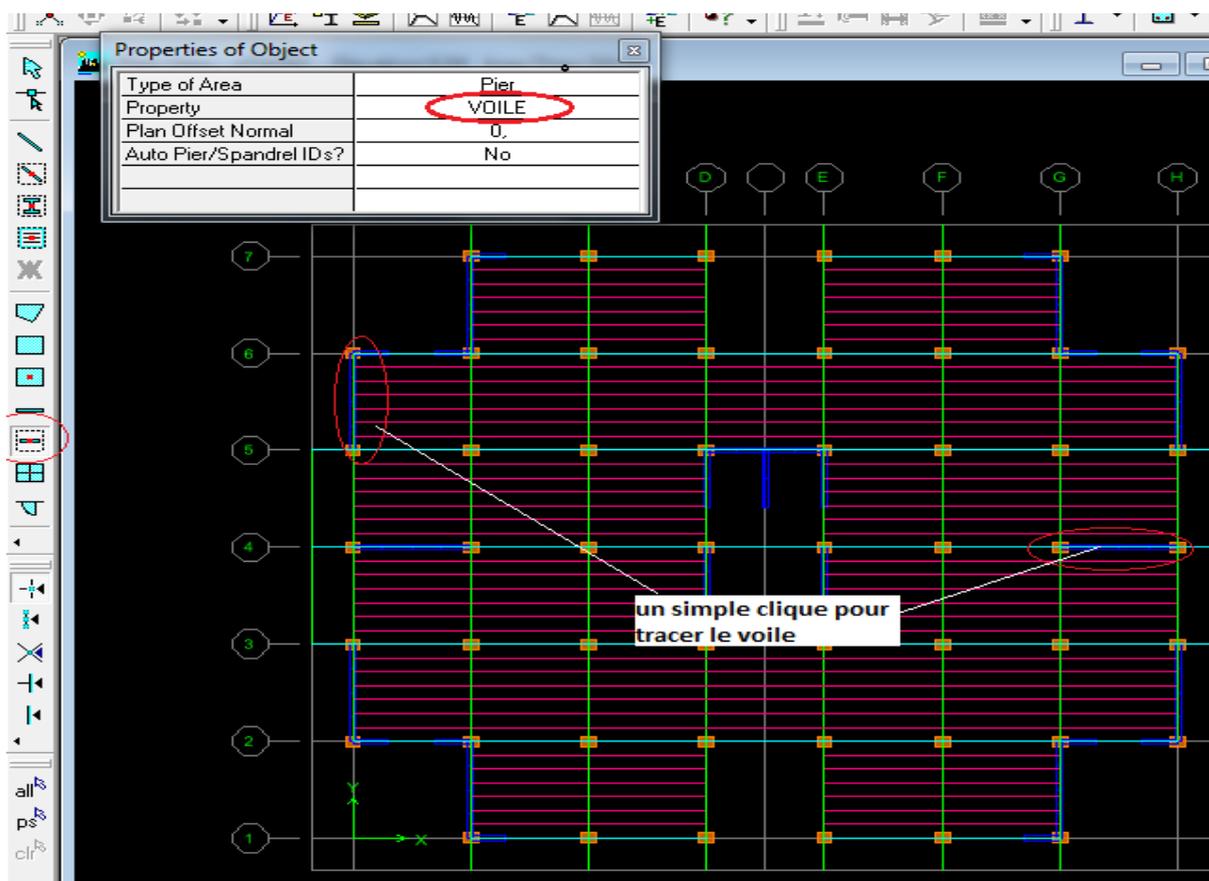
2*les poutres secondaires :



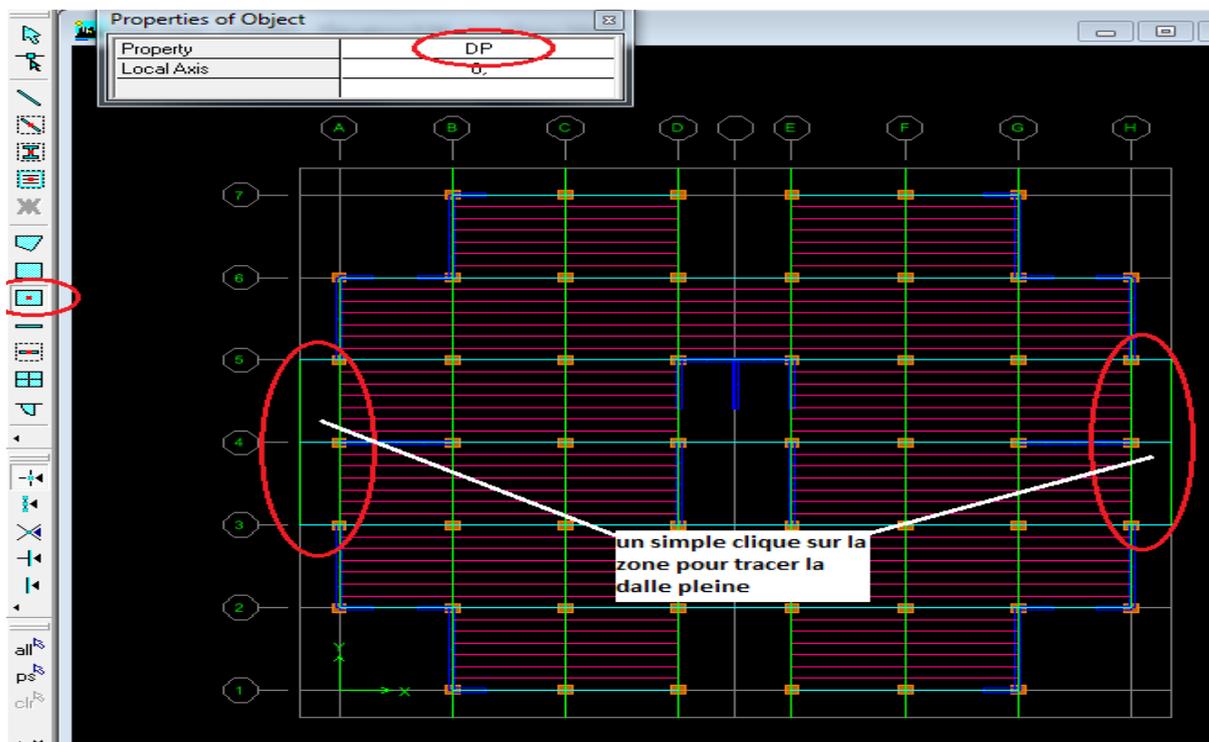
- Pour les planchers :



- Pour les voiles



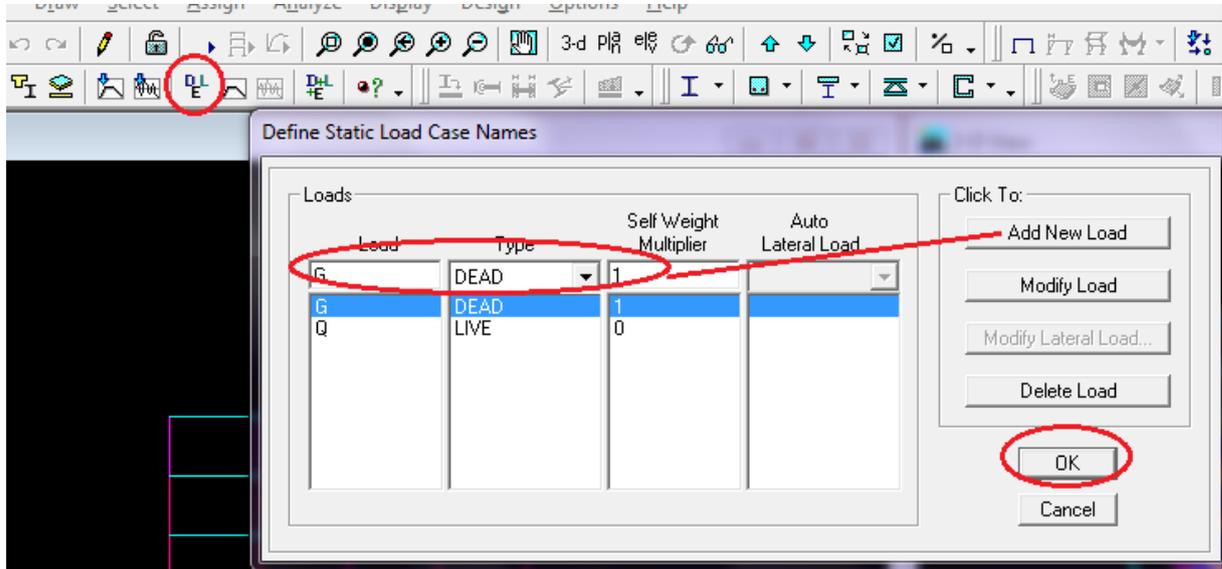
- Pour la dalle pleine



❖ QUATRIEME ETAPE

Définition des charges :

Les charges statiques :



*Affectation des charges :

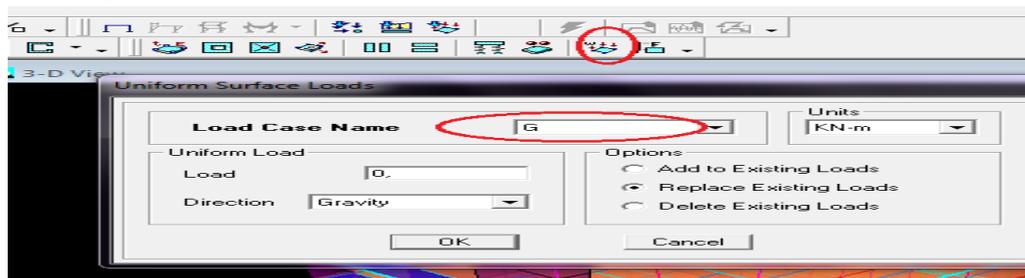
L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poteaux, poutres).

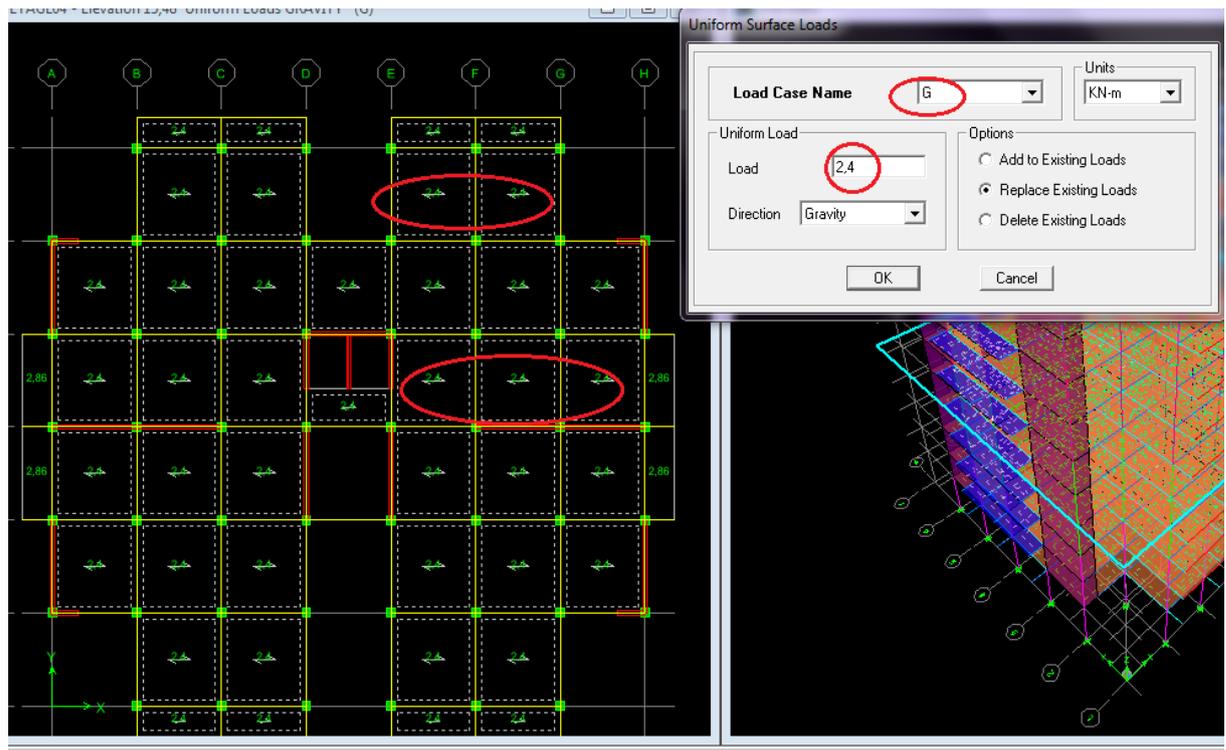
Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitations (chapitre II)

Charges permanentes (KN/m ²)	La Charge a introduire (G) (KN/m ²)	Charges d'exploitations (KN/m ²)	La Charge a introduire (Q) (KN/m ²)
G _{porte a faux} = 6,61	G=6.61-	Q _T =3,50	Q _T =3,50
G _{plancher étage courant} =5,20	3.75=2.86	Q _{ec} =1,5	Q _{ec} =1,5
G _{Terrasse inaccessible} =5,83	G=5.2-2.80=2.4	Q _T =1,00	Q _T =1,00
	G=5.83-2.8=3.03		

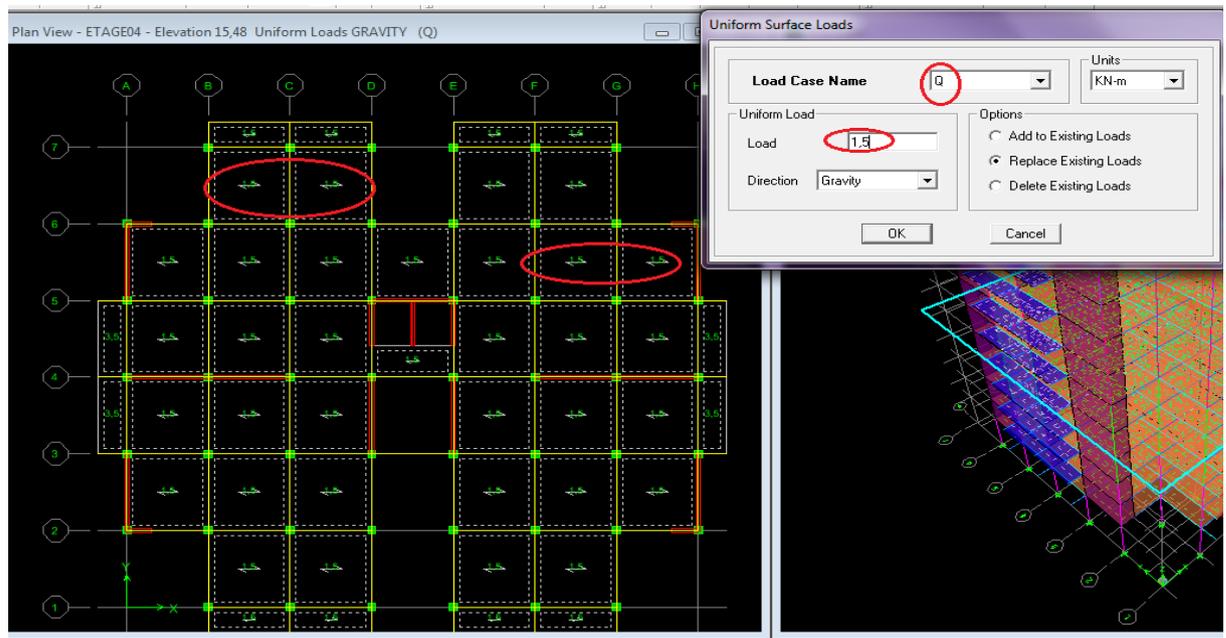
✚ Pour les planchers :

La charge G :



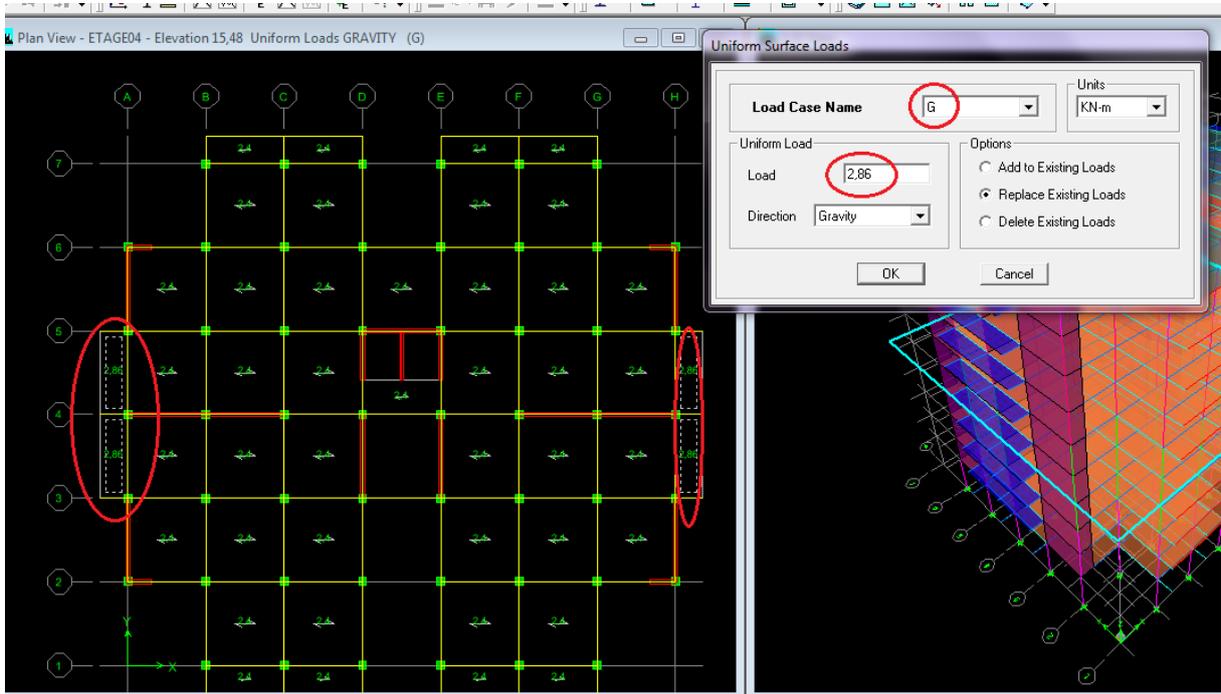


La charge Q :

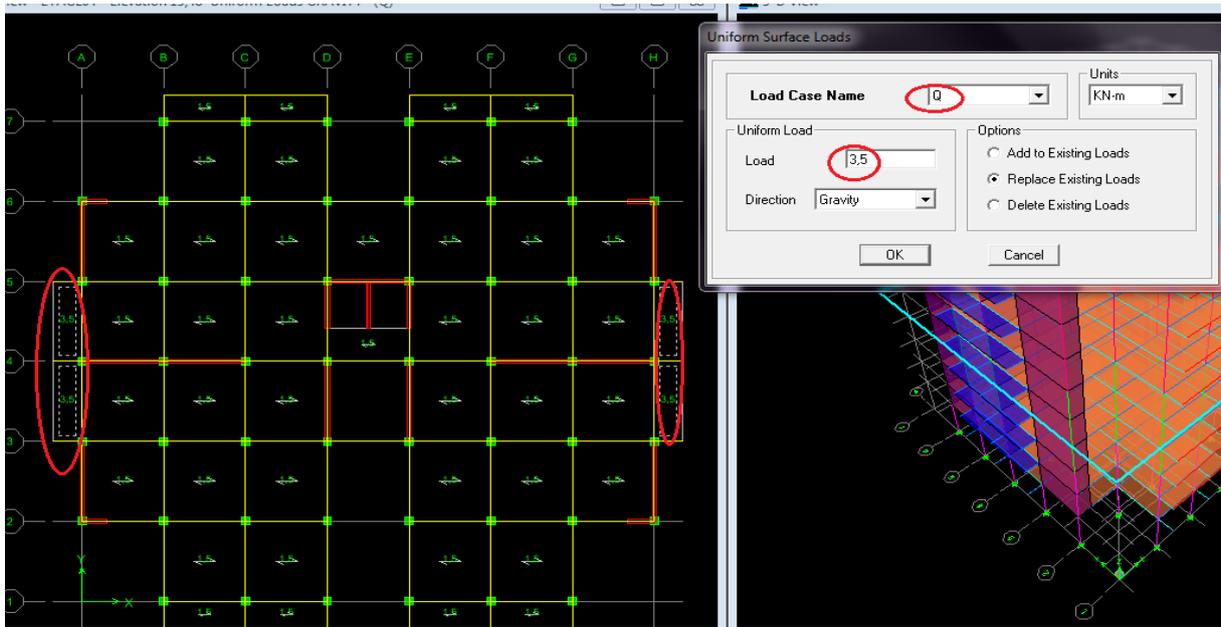


La dalle pleine :

La charge G :

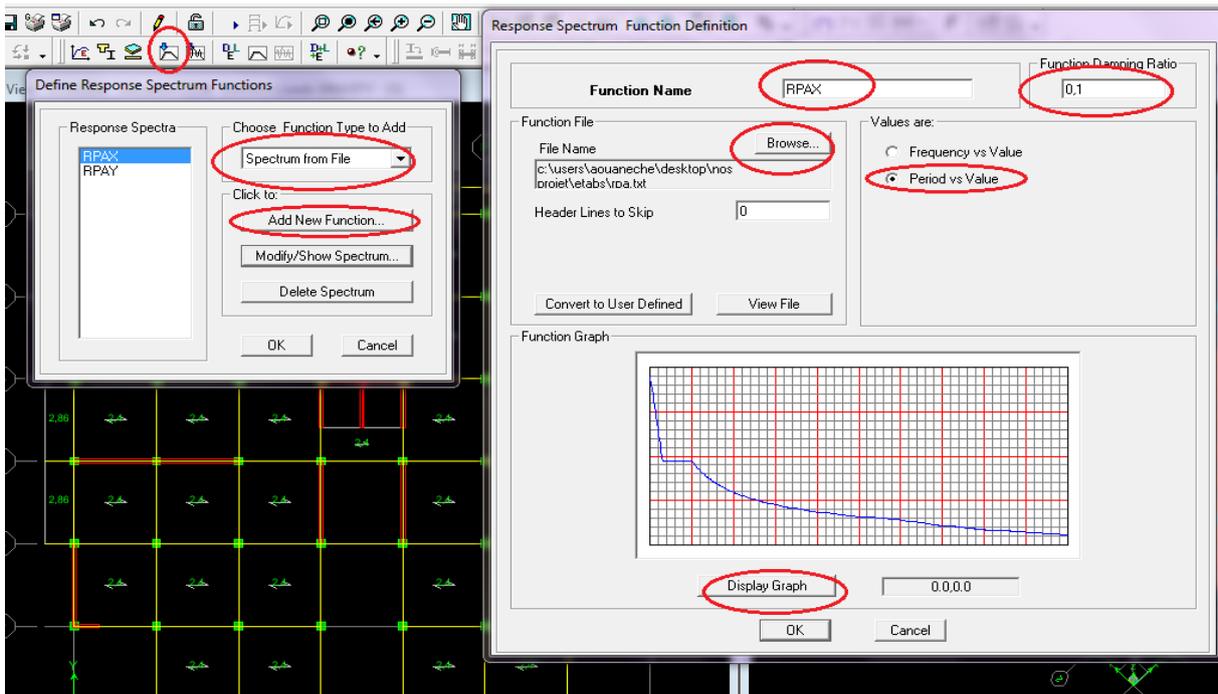
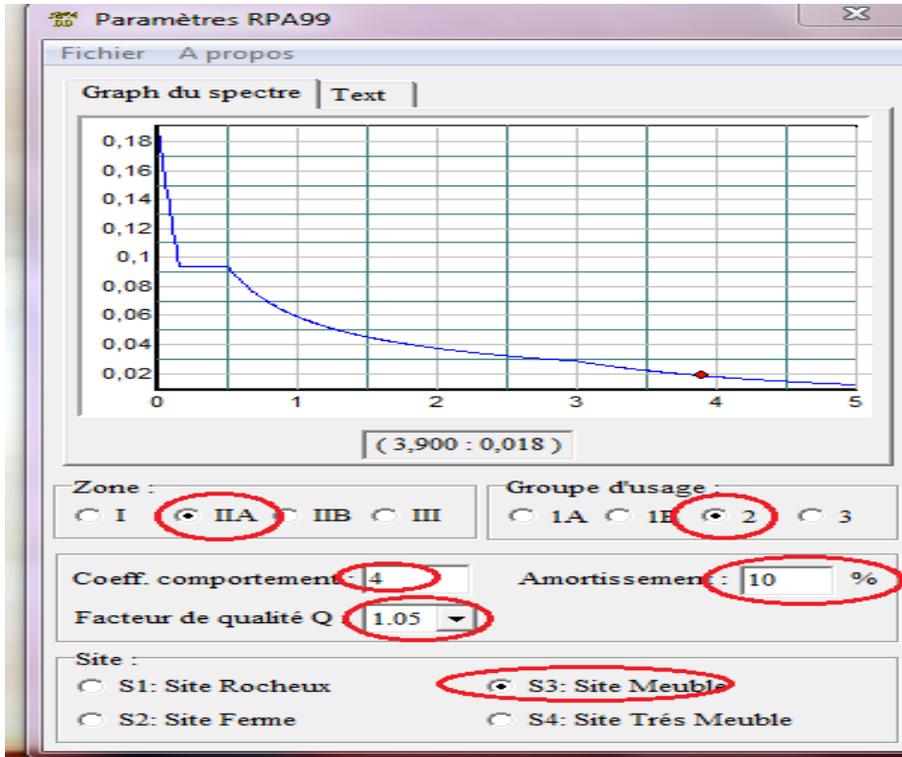


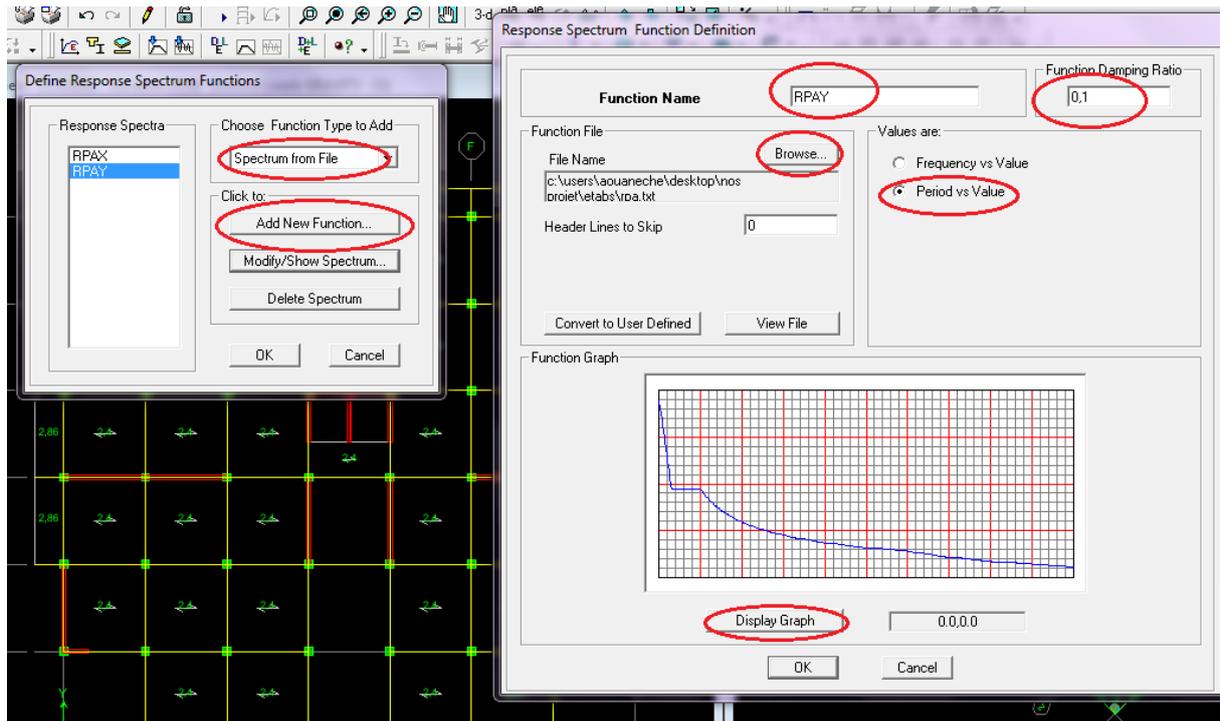
La charge Q :



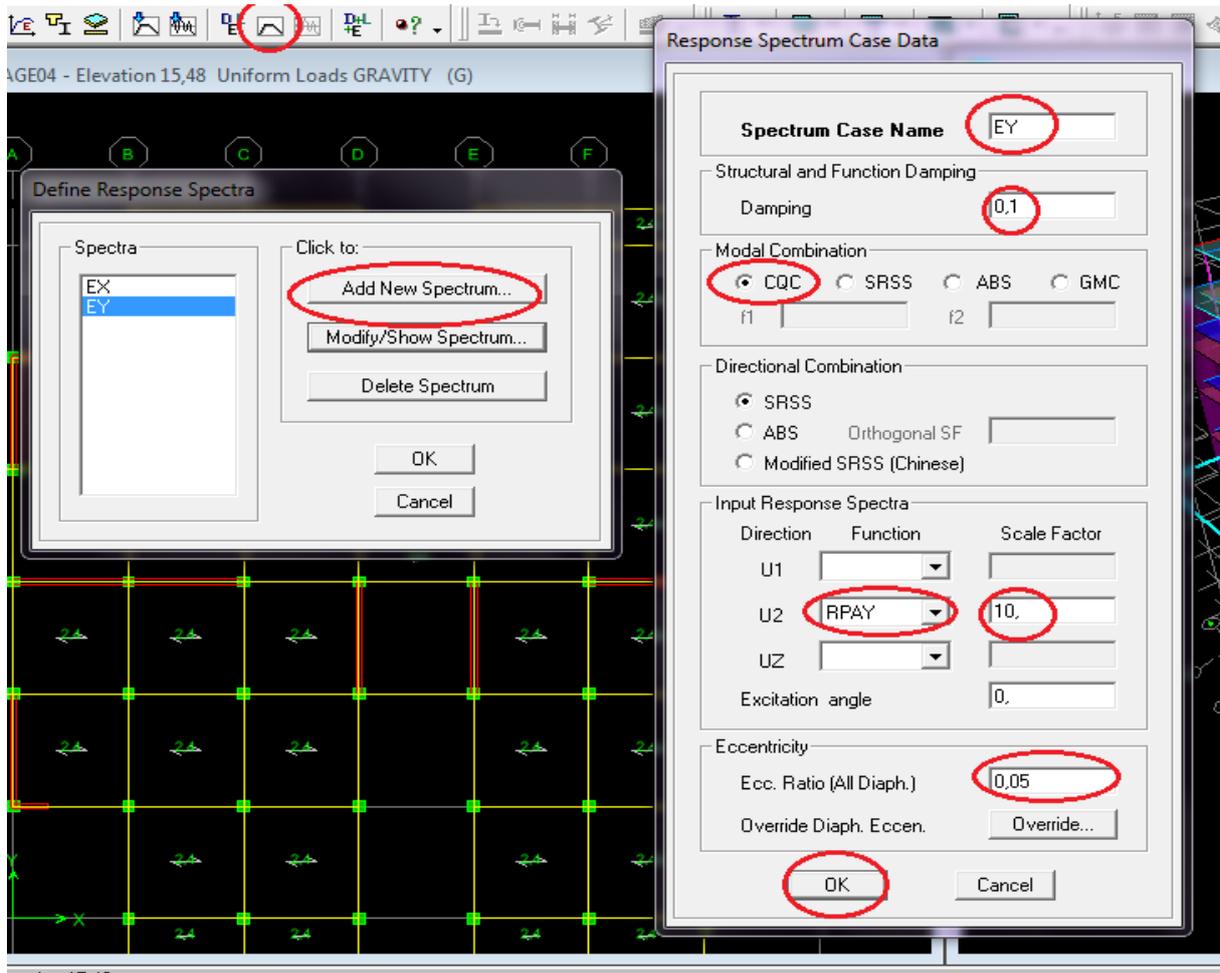
❖ CINQUIEME ETAPE : définition de la charge dynamique (E) :

✚ Donnée a introduire dans le logiciel : RPA

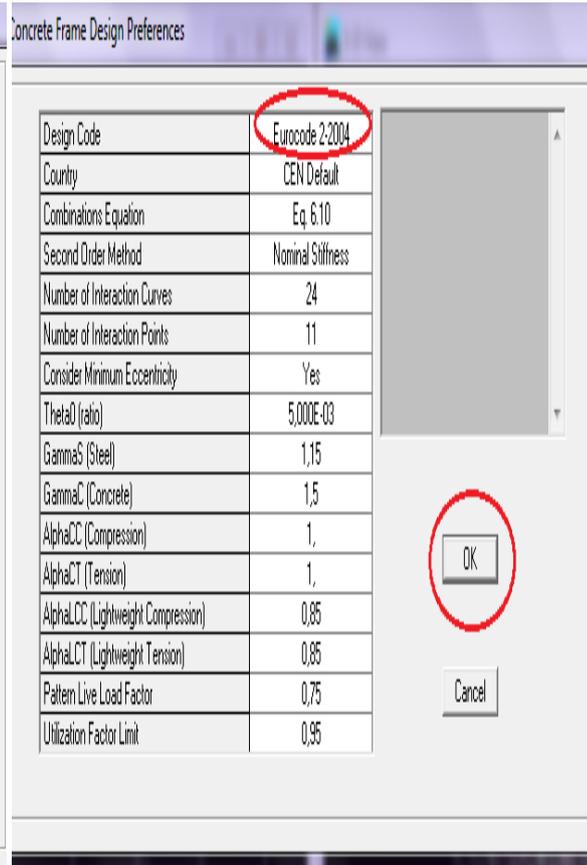
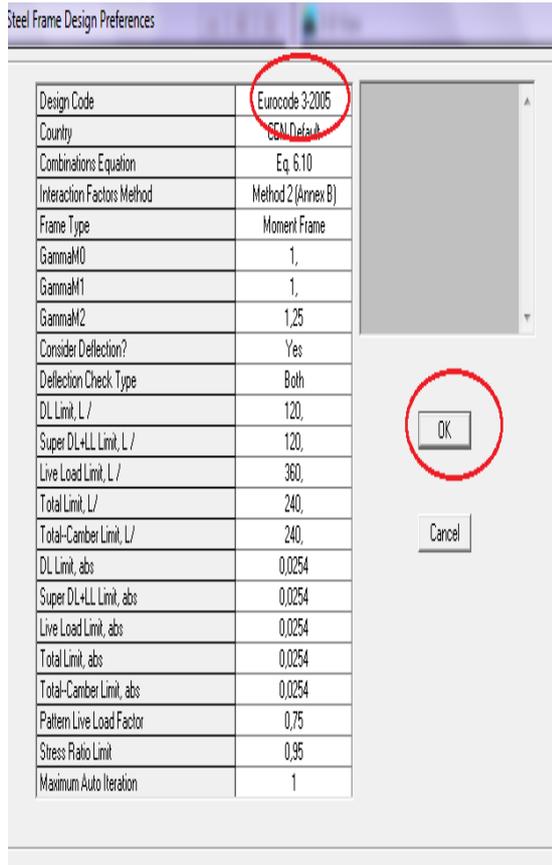
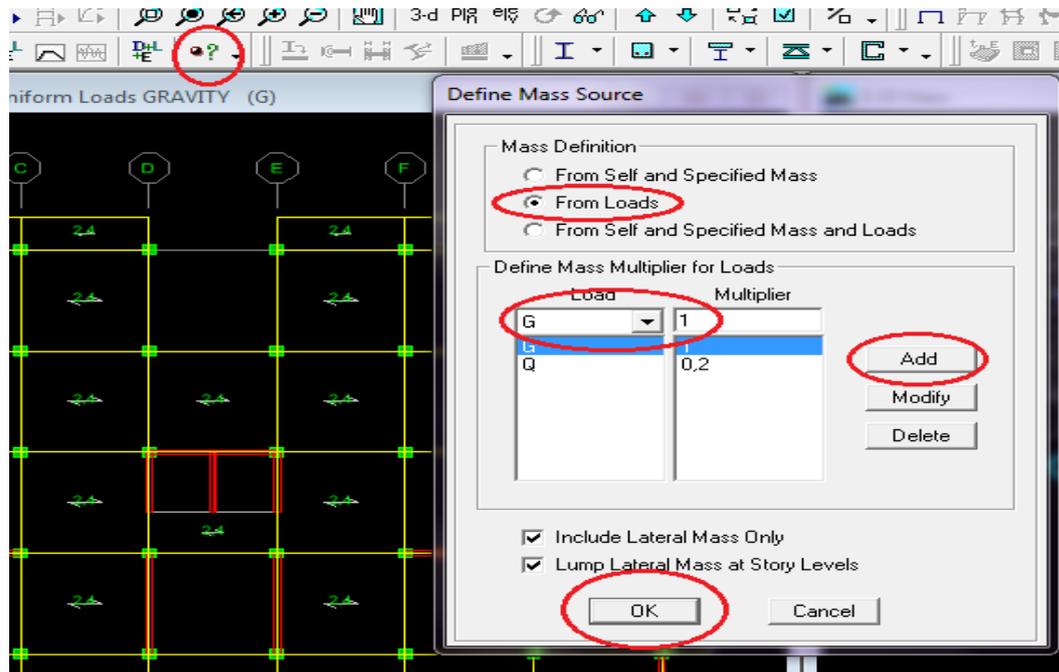




❖ SIXIEME ETAPE : introduction des combinaisons d'actions

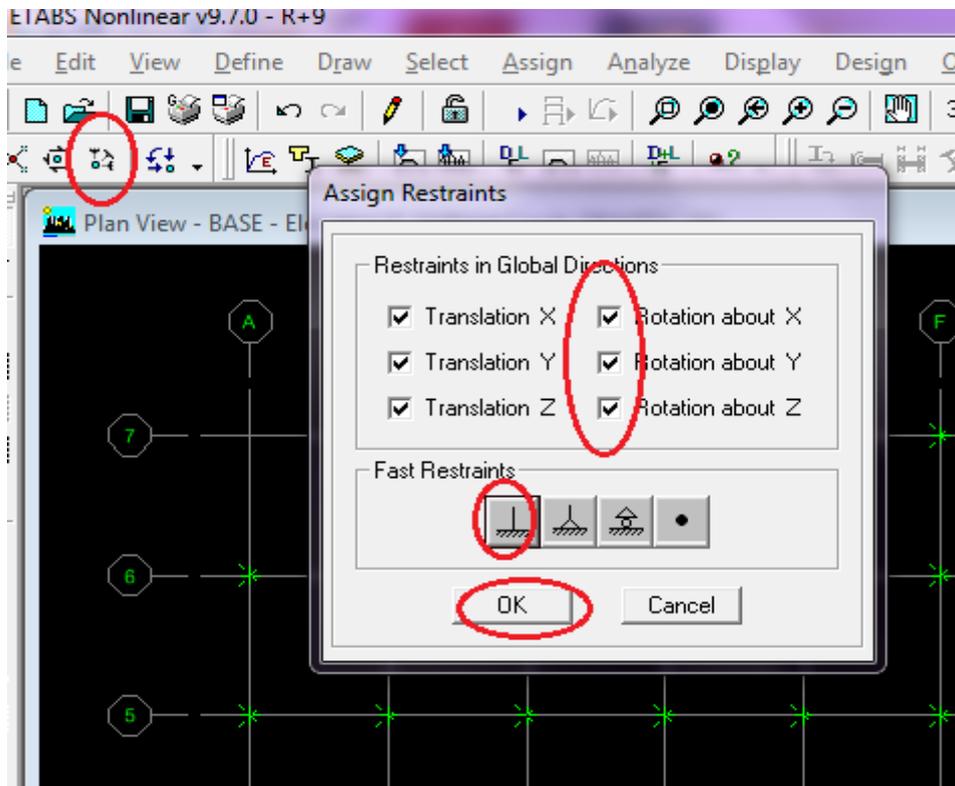


❖ SEPTIEME ETAPE : définir l'action sismique

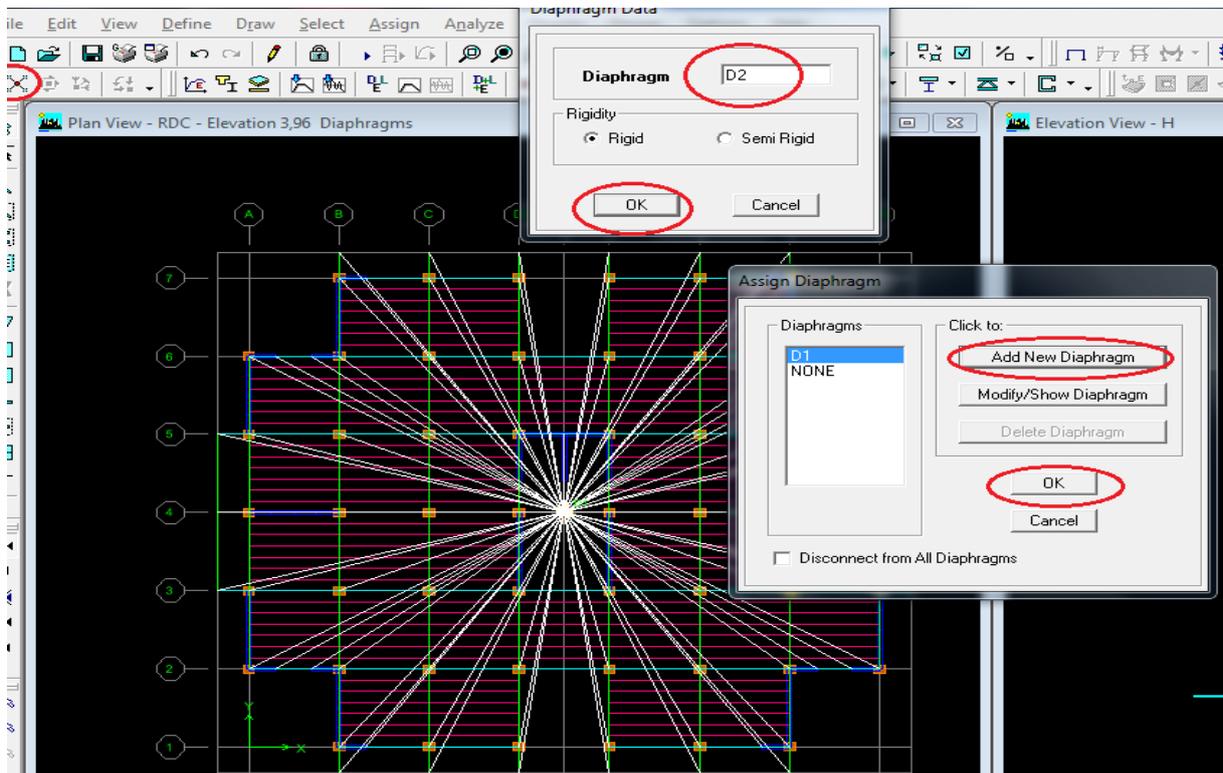


❖ HUITIEME ETAPE : cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser

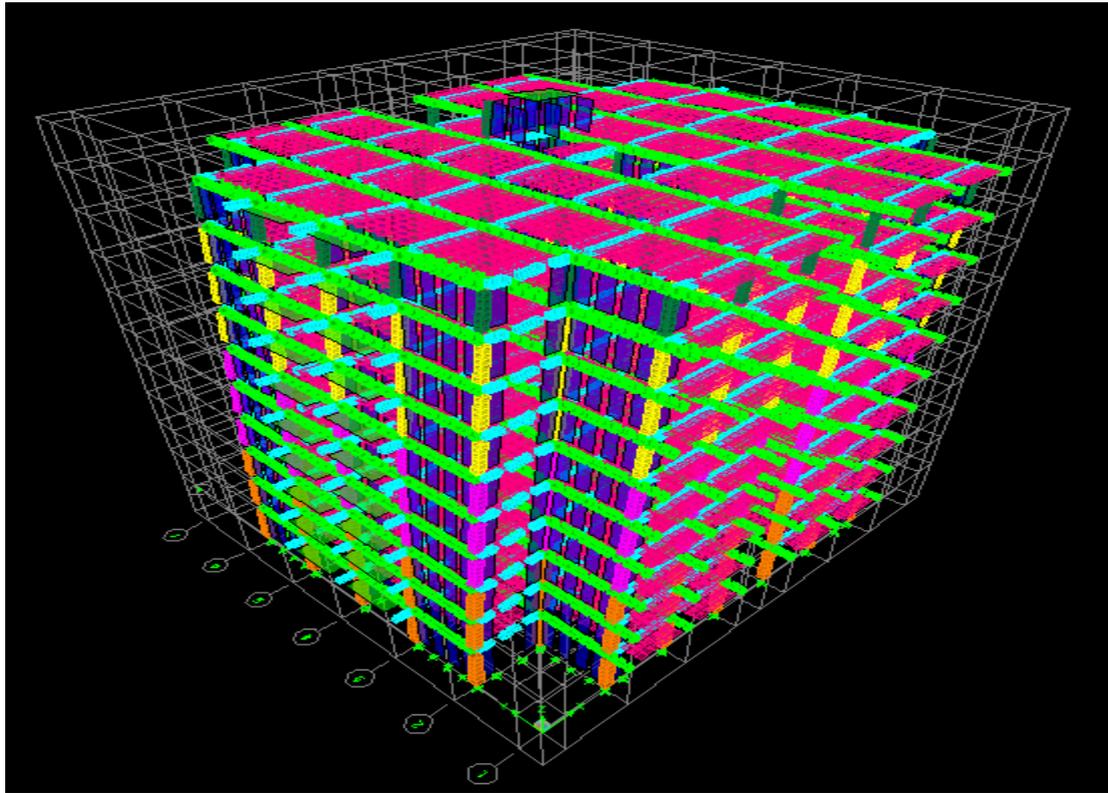
➤ Appuis :



➤ Les diaphragmes :

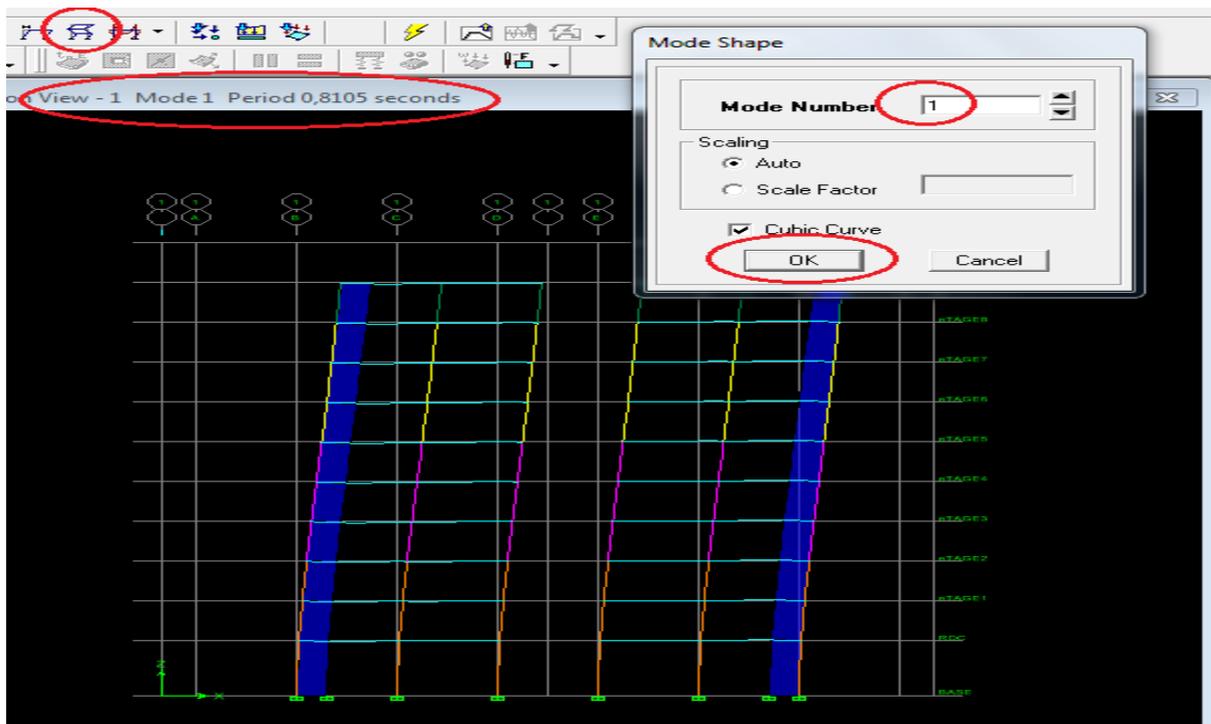


NEUVIEME ETAPE : Analyse dynamique

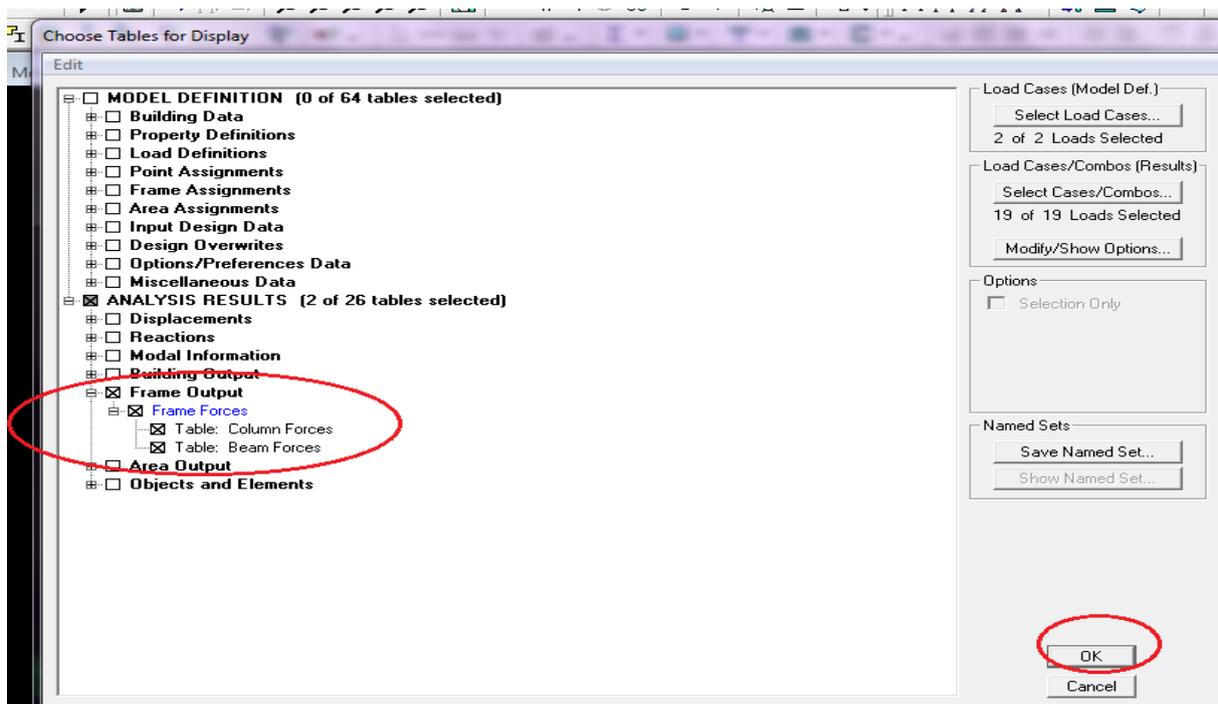
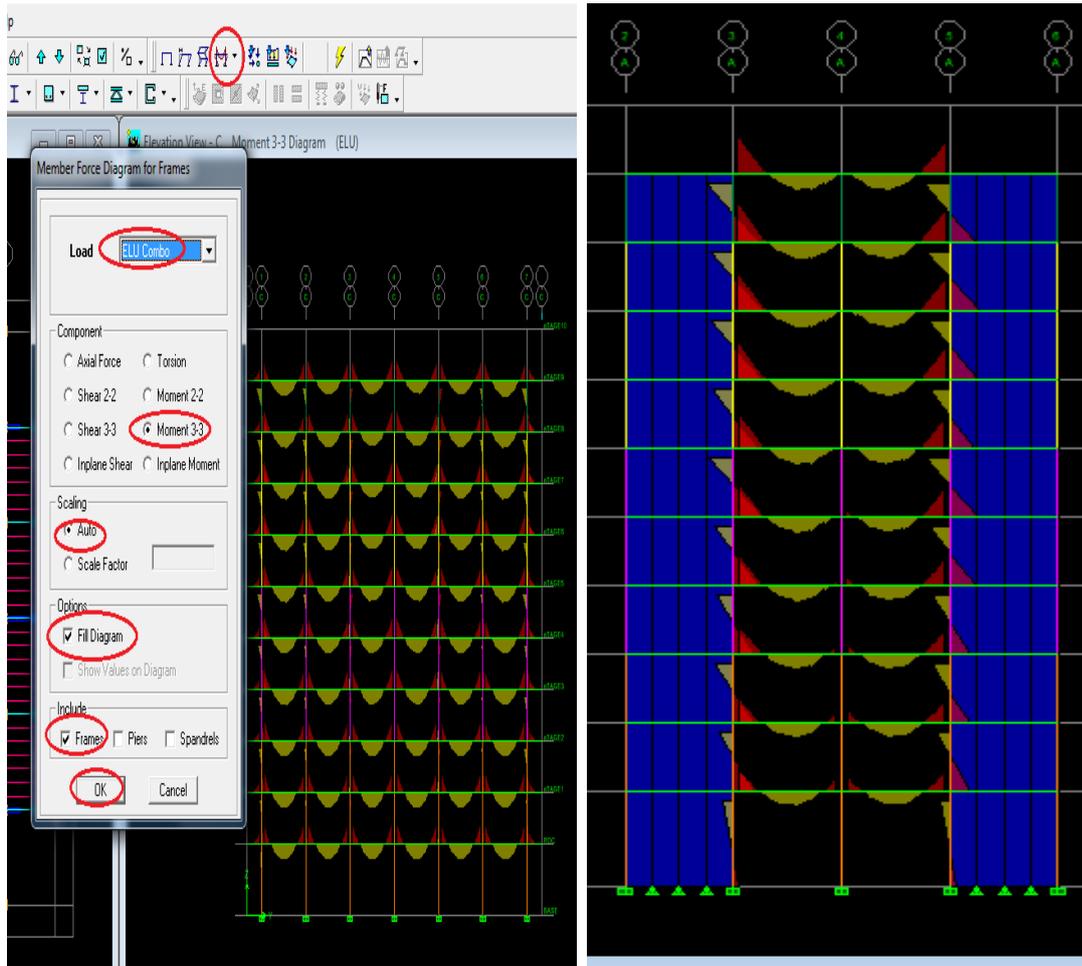


❖ DIXIEME ETAPE : visualisation des différents résultats :

➤ La période :



➤ Les moments :



-Pour les poutres :

Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ETAGE09	B2	G02Q	0,150	0,00	-39,25	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	0,650	0,00	-31,15	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	1,150	0,00	-21,96	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	1,650	0,00	-12,76	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	2,150	0,00	-3,56	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	2,650	0,00	5,64	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	3,150	0,00	14,84	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	3,650	0,00	24,03	0,00	0,223	0,000
	ETAGE09	B2	G02Q	4,150	0,00	32,13	0,00	0,223	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	0,175	0,00	-36,96	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	0,669	0,00	-29,40	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	1,163	0,00	-20,85	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	1,656	0,00	-12,29	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	2,150	0,00	-3,72	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	2,644	0,00	4,84	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	3,138	0,00	13,40	0,00	0,095	0,000
	ETAGE08	B2	G02Q	3,631	0,00	21,95	0,00	0,095	0,000

beam - Microsoft Excel

	D	E	F	G	H	I	J
1	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
2	0,15	0	-39,25	0	0,223	0	-29,397
3	0,65	0	-31,15	0	0,223	0	-11,722
4	1,15	0	-21,96	0	0,223	0	1,555
5	1,65	0	-12,76	0	0,223	0	10,234
6	2,15	0	-3,56	0	0,223	0	14,313
7	2,65	0	5,64	0	0,223	0	13,793
8	3,15	0	14,84	0	0,223	0	8,673
9	3,65	0	24,03	0	0,223	0	-1,045
10	4,15	0	32,13	0	0,223	0	-15,161
11	0,175	0	-36,96	0	0,095	0	-27,605
12	0,669	0	-29,4	0	0,095	0	-11,149
13	1,163	0	-20,85	0	0,095	0	1,257
14	1,656	0	-12,29	0	0,095	0	9,436

Moyenne : -0,434871937 Nb (non vides) : 1476 Min. : -53,004 Max. : 24,367 Somme : -6424,798

Le moment max :24,367KN.m

Le moment min :-53,004 KN.m

-Pour les poteaux :

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
ETAGE09	C1	G	0,000	-13,11	0,32	-0,10	0,001	-0,080	0,349
ETAGE09	C1	G	1,240	-9,86	0,32	-0,10	0,001	0,042	-0,047
ETAGE09	C1	G	2,480	-6,60	0,32	-0,10	0,001	0,165	-0,442
ETAGE09	C1	Q	0,000	-1,04	0,06	-0,01	0,001	-0,008	0,064
ETAGE09	C1	Q	1,240	-1,04	0,06	-0,01	0,001	0,004	-0,011
ETAGE09	C1	Q	2,480	-1,04	0,06	-0,01	0,001	0,015	-0,086
ETAGE09	C1	EX	0,000	10,18	0,16	0,13	0,093	0,216	0,142
ETAGE09	C1	EX	1,240	10,18	0,16	0,13	0,093	0,051	0,301
ETAGE09	C1	EX	2,480	10,18	0,16	0,13	0,093	0,117	0,496
ETAGE09	C1	EY	0,000	3,83	0,12	0,09	0,060	0,146	0,139
ETAGE09	C1	EY	1,240	3,83	0,12	0,09	0,060	0,037	0,023
ETAGE09	C1	EY	2,480	3,83	0,12	0,09	0,060	0,088	0,167
ETAGE09	C1	ELU	0,000	-19,26	0,52	-0,15	0,002	-0,120	0,567
ETAGE09	C1	ELU	1,240	-14,86	0,52	-0,15	0,002	0,062	-0,079
ETAGE09	C1	ELU	2,480	-10,47	0,52	-0,15	0,002	0,245	-0,726
ETAGE09	C1	ELS	0,000	-14,15	0,38	-0,11	0,001	-0,088	0,413
ETAGE09	C1	ELS	1,240	-10,89	0,38	-0,11	0,001	0,046	-0,057
ETAGE09	C1	ELS	2,480	-7,64	0,38	-0,11	0,001	0,179	-0,528

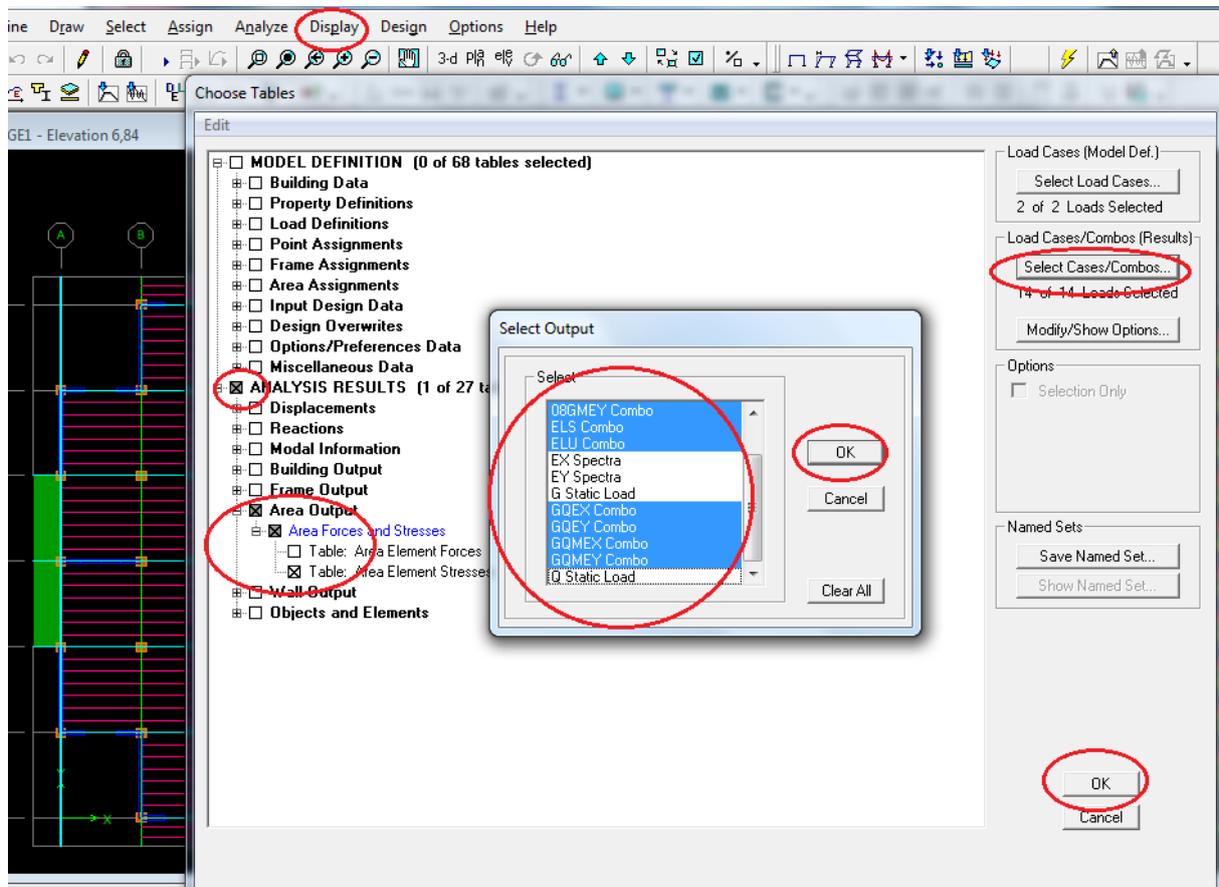
	D	E	F	G	H	M2	M3
1	Loc	P	V2	V3	T		
2	0	-13,11	0,32	-0,1	0,001	-0,080	0,349
3	1,24	-9,86	0,32	-0,1	0,001	0,042	-0,047
4	2,48	-6,6	0,32	-0,1	0,001	0,165	-0,442
5	0	-1,04	0,06	-0,01	0,001	-0,008	0,064
6	1,24	-1,04	0,06	-0,01	0,001	0,004	-0,011
7	2,48	-1,04	0,06	-0,01	0,001	0,015	-0,086
8	0	10,18	0,16	0,13	0,093	0,216	0,142
9	1,24	10,18	0,16	0,13	0,093	0,051	0,301
10	2,48	10,18	0,16	0,13	0,093	0,117	0,496
11	0	3,83	0,12	0,09	0,060	0,146	0,139
12	1,24	3,83	0,12	0,09	0,060	0,037	0,023
13	2,48	3,83	0,12	0,09	0,060	0,088	0,167
14	0	-19,26	0,52	-0,15	0,002	-0,120	0,567

Moyenne : 0,267923021 Nb (non vides) : 97094 **Min. : -58,693 Max. : 58,862** Somme : 26013,182

Le moment max : 58,862KN.m

Le moment min : -58,693 KN.m

➤ Les contraintes :



S_{22} et S_{11} : contraintes normales, S_{12} : contrainte de cisaillement

Pour les contraintes normales les valeurs positives correspondent à des tractions, et négatives à des compressions

	G	H	I	J	K	L	M	N
	CaseType	StepType	StepNum	S11Top	S22Top	S12Top	SMASTop	SMINTop
1	Combinator	-		2,00	10,28	87,82	94,08	-8
2	Combinator	-		-1,09	-5,45	15,96	12,84	-1
3	Combinator	-		-1,6	-60,99	-75,61	49,93	-11
4	Combinator	-		-14,83	-117,57	-3,74	-14,69	-11
5	Combinator	-		1,1	5,51	63,86	67,21	-6
6	Combinator	-		-0,94	-4,7	11,61	8,95	-1
7	Combinator	-		-1,17	-45,13	-55	36,08	-8
8	Combinator	-		-10,95	-87,08	-2,75	-10,85	-8
9	Combinator	Max		30,51	152,53	81,8	0	
10	Combinator	Max		9,22	46,08	65,02	0	
11	Combinator	Max		9,56	-23,75	7,45	0	
12	Combinator	Max		-4,16	-56,05	23,95	0	
13	Combinator	Min		-28,3	-141,51	45,92	0	

Moyenne : -130,9547896 Nb (non vides) : 241707 Min. : -7978,55 Max. : 3164,31 Somme : -31652296,47

Max = 3164,31MPa

Min= -7978,55 MPa

➤ Efforts normaux :

Poteaux :

	A	B	C	D	E	F	G	H
	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T
1	ETAGE09	C1	G		0	-13,11	0,32	-0,1
2	ETAGE09	C1	G	1,24	-9,86	0,32	-0,1	0,
3	ETAGE09	C1	G	2,48	-6,6	0,32	-0,1	0,
4	ETAGE09	C1	Q	0	-1,04	0,06	-0,01	0,
5	ETAGE09	C1	Q	1,24	-1,04	0,06	-0,01	0,
6	ETAGE09	C1	Q	2,48	-1,04	0,06	-0,01	0,
7	ETAGE09	C1	EX	0	10,18	0,16	0,13	0,
8	ETAGE09	C1	EX	1,24	10,18	0,16	0,13	0,
9	ETAGE09	C1	EX	2,48	10,18	0,16	0,13	0,
10	ETAGE09	C1	EY	0	3,83	0,12	0,09	0,
11	ETAGE09	C1	EY	1,24	3,83	0,12	0,09	0,
12	ETAGE09	C1	EY	2,48	3,83	0,12	0,09	0,
13	ETAGE09	C1	ELU	0	-19,26	0,52	-0,15	0,
14	ETAGE09	C1	ELU	1,24	-19,26	0,52	-0,15	0,
15	ETAGE09	C1	ELU	2,48	-19,26	0,52	-0,15	0,

Moyenne : -303,7749736 Nb (non vides) : 48547 Min. : -1728,92 Max. : 918,45 Somme : -14747059,87

Max = 918,45KN

Min= -1728,92KN

CHAPITRE V :
Vérifications aux
Exigences de RPA

INTRODUCTION

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_{statique} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

V-1) CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

-En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2) Méthode statique équivalente :

V-2-1) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V-2-2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa ,IIb.
 $H \leq 30\text{m}$ en zone III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(a).

V-2-3) Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur**

Tizi- Ouzou (Zone IIa)
33,26 m < 65m

→ Condition vérifiée

b) Régularité en plan :

➤ **Forme du bâtiment :** La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{30,6}{28,6} = 1,07 < 4$$

➤ **Les excentricités :** il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 5\% L_x \\ e_y \leq 5\% L_y \\ e_x = |XCR - XCM| < 5\% L_x = 0,014 < 1,53 \\ e_y = |YCR - YCM| < 5\% L_y = 0,932 < 1,43 \end{array} \right.$$

Avec :

CM : centre de masse et **CR** centre de torsion.

Tableau V -1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM[cm]	YCM[cm]	XCR[cm]	YCR[cm]	ex (cm)	ey (cm)	5% LX	5% LY	Observation
RDC	14	12,937	14	13,917	0	0,98	1,53	1,43	C.V
ETAGE01	14	12,933	14	14,241	0	1,30	1,53	1,43	C.V
ETAGE02	14	12,933	14	14,332	0	1,39	1,53	1,43	C.V
ETAGE03	14	12,934	14	14,344	0	1,41	1,53	1,43	C.V
ETAGE04	14	12,934	14	14,319	0	1,38	1,53	1,43	C.V
ETAGE05	14	12,934	14	14,278	0	1,34	1,53	1,43	C.V
ETAGE06	14	12,934	14	14,234	0	1,3	1,53	1,43	C.V
ETAGE07	14	12,934	14	14,19	0	1,25	1,53	1,43	C.V
ETAGE08	14	12,935	14	14,154	0	1,21	1,53	1,43	C.V
ETAGE09	14	12,944	14	14,13	0	1,18	1,53	1,43	C.V
ETAGE10	14	16,202	14	17,397	0	1,19	1,53	1,43	C.V

Tableau V.1 : représentatif de l'excentricité trouvée par le logiciel.

➤ **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\left. \begin{array}{l} \text{ona} : \frac{l_x}{L_x} = \frac{1,2+1,2}{30,60} = 0,078 < 0,25 \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{5,5+5,5}{28,60} = 0,38 > 0,25 \end{array} \right\} \dots\dots\text{donc on a une condition non vérifiée.}$$

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% S_T$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_T : Surface totale du plancher

$$S_T = 378,377 \text{ m}^2.$$

$$S_0 = 30,78 \text{ m}^2.$$

$$15\% S_T = 56,75 \text{ m}^2.$$

$$S_0 = 30,78 \text{ m}^2 < 15\% S_T = 56,75 \text{ m}^2 \longrightarrow \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée.)}$$

Résumé 1 : On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé **irrégulier en plan**

Résumé 2 :

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc la MSE n'est pas applicable, alors on applique la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.7.

V-3) Méthode dynamique modale spectrale :

V-3-1) Principe de la 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.

V-3-2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.3.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :

(Art4.2.4 /RPA99. V 2003) :

1. 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.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left(\zeta_T h_N^{(3/4)}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

$$h_N = 32,76m$$

- CT : coefficient, fonction du système de contreventement (contreventement par voiles)
→ $CT = 0.05$.

- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier que : $T_{maj} \geq T_{ETABS}$

Périodes données par l'ETABS sont :

$$T1 = 0,8105 \text{ s (model)}$$

➤ **Calcul de la période empirique T: (RPA 99/art 4.2.4)**

$$T = \min \left(\zeta_T h_N^{(3/4)}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$T1 = CT (hN)^{3/4} = 0.05(33,26)^{3/4} = 0.689 \text{ s}$$

$$\text{donc : } T_{emp} = 0,689s$$

➤ **Calcul de le période empirique majorée:**

$$T_{maj} = T_{emp} + 30\% T_{emp}$$

$$= 1.3 \times T_{emp}$$

$$= (1,3 \times 0.689) = 0.8957 \text{ s}$$

Donc : $T_{maj} = 0,8957\text{s} > T_{etabs} = 0,8105\text{s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Comparison des resultants trouvés:

Il faut que : $T_{emp} \leq T_{etabs} \leq T_{maj}$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(2.5A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(2.5A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta \left(2.5A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T > 3.0\text{s} \end{cases} \quad \text{(art 4-3-3 .RPA)}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 de RPA)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4-2.RPA)

$$\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 1,82 > 0,7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4-3.RPA) en fonction du système de contreventement.

Portiques contreventés par voiles $\Rightarrow R = 4$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4-7.RPA)

$$\text{Site meuble} \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.50\text{s} \end{cases}$$

Q : facteur de qualité déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : c'est la pénalité à retenir selon que le critère est satisfait ou non". (Tableau 4-4. RPA)

Critère «q »	Sens transversal		Sens longitudinal	
	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0,00	oui	0,00
2. Redondance en plan	oui	0,00	oui	0,00
3. Régularité en plan	NON	0,05	oui	0.00
4. Régularité en élévation	oui	0,00	oui	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
		0,05		0

Tableau V-2- : Valeurs de pénalités P_q

Donc : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$Q = 1 + 0,05 + 0 = 1,05 \implies Q = 1,05$

VI-3.4) vérification de l'effort tranchant à la base:

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{D.A.Q}{R} W$$

Avec : **A=0,15** coefficient d'accélération de zone.

Q =1,05 facteur de qualité.

R =4: coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

• **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

Il dépend de :

- la catégorie du site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η ».
- La période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T > 3 \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

On a le cas d'absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S₃.

RPA 99 : Tableau 4 – 7 → **site meuble ⇒ catégorie 3.**

La nature du sol : meuble (site 3) → **T₂ = 0,50 sec**

η : le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7$$

▪ ε (%) : le pourcentage de l'amortissement critique ; il en est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4-2 R.P.A 99).

ε = 10% ⇒ η = 0,76 > 0,7 ⇒

.....**condition vérifiée**

T : période fondamentale de la structure.

T_{etabs} = 0,8105sec ⇨ T₂ ≤ T_{etabs} ≤ 3,0 ⇨ 2,5 η (T₂/T)^{2/3}

D = 2,5 × 0,76 × (0,5 / 0,8105)^{2/3} = 1,3773sec ⇨ **D = 1,3773sec**

- Calcul de poids du bâtiment W_{tot} :

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0,0000	2683,890	273,6806	273,6806	0,0000

$$W_t = M_t \times g = 2683,890 \times 10 = \mathbf{26838,90 \text{ KN}}$$

Donc :

$$V = \frac{D.A.Q}{R} W \quad V = \frac{1,3773 \times 0,15 \times 1,05 \times 26838,90}{4} = 1455,50 \text{ KN}$$

Donc : $V_{statique} = 1455,50(\text{KN}) \implies 0.8 V = 1164,40(\text{KN})$

- Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :
- **Tableau :récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec le logiciel :**

Pec	Mode	V_{etabs} (KN)
EX	all	4495,02
EY	all	5630,68

Tableau V.3 : efforts tranchant a la base du bâtiments.

$$V_x \text{ dynamique} = 4495,02 \text{ (KN)}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 5630,68 \text{ (KN)}$$

- **comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$$V_{statique} = 0.8 V = 1164,40(\text{KN})$$

$$V_x \text{ dynamique} = 4495,02 \text{ (KN)} > 80\%V = 1164,40(\text{KN}) \dots\dots\dots C.V$$

$$V_y \text{ dynamique} = 5630,68 \text{ (KN)} > 80\%V = 1164,40(\text{KN}) \dots\dots\dots C.V$$

La résultante des forces sismique à la base V_{sta} obtenus par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

- **Estimation de la période fondamentale** : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Mode	Période(sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,810534	72,3175	00.000	00.000	72,3175	00.0000	00.000
2	0,55079	00.0000	70,0563	00.000	72,3175	70,0563	00.000
3	0,490749	0,26810	00.000	00.000	72,5856	70,0563	00.000
4	0,215811	16,4762	00.000	00.000	89,0619	70,0563	00.000
5	0,131021	00.0000	18,9996	00.000	89,0619	89,0559	00.000
6	0,122918	0,07110	00.000	00.000	89,1330	89,0559	00.000
7	0,099855	5,78860	00.000	00.000	94,9216	89,0559	00.000
8	0,060719	2,5537	00.000	00.000	97,4754	89,0559	00.000
9	0,058206	00.000	6,3912	00.000	97,4754	95,4471	00.000
10	0,056079	0,0225	00.000	00.000	97,4979	95,4471	00.000

Tableau V.4 : la période fondamentale et le taux de participation massique

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9**

VI-4) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

R: Coefficient de comportement (**R = 4**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

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 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Remarque : on a pas introduire la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

- ❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant :

✓ le sens longitudinal X-X :

Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h(m)	obs.
ETAGE10	0,0175	0,0014	0,0288	vérifiée
ETAGE9	0,0161	0,0015	0,0288	vérifiée
ETAGE8	0,0146	0,0017	0,0288	vérifiée
ETAGE7	0,0129	0,0018	0,0288	vérifiée
ETAGE6	0,0111	0,0018	0,0288	vérifiée
ETAGE5	0,0093	0,0019	0,0288	vérifiée
ETAGE4	0,0074	0,0019	0,0288	vérifiée
ETAGE3	0,0055	0,0018	0,0288	vérifiée
ETAGE2	0,0037	0,0015	0,0288	vérifiée
ETAGE1	0,0022	0,0013	0,0288	vérifiée
RDC	0,0009	0,0009	0,0396	vérifiée

Tableau V.5: déplacements relatifs des portiques sens X-X

✓ Sens transversal Y-Y :

Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h(m)	obs.
ETAGE10	0,0109	0,0011	0,0288	vérifiée
ETAGE9	0,0098	0,0011	0,0288	vérifiée
ETAGE8	0,0087	0,0012	0,0288	vérifiée
ETAGE7	0,0075	0,0011	0,0288	vérifiée
ETAGE6	0,0064	0,0012	0,0288	vérifiée
ETAGE5	0,0052	0,0012	0,0288	vérifiée
ETAGE4	0,004	0,0011	0,0288	vérifiée
ETAGE3	0,0029	0,0009	0,0288	vérifiée
ETAGE2	0,002	0,0009	0,0288	vérifiée
ETAGE1	0,0011	0,0007	0,0288	vérifiée
RDC	0,0004	0,0004	0,0396	vérifiée

Tableau V.6: déplacements relatifs des portiques sens Y-Y

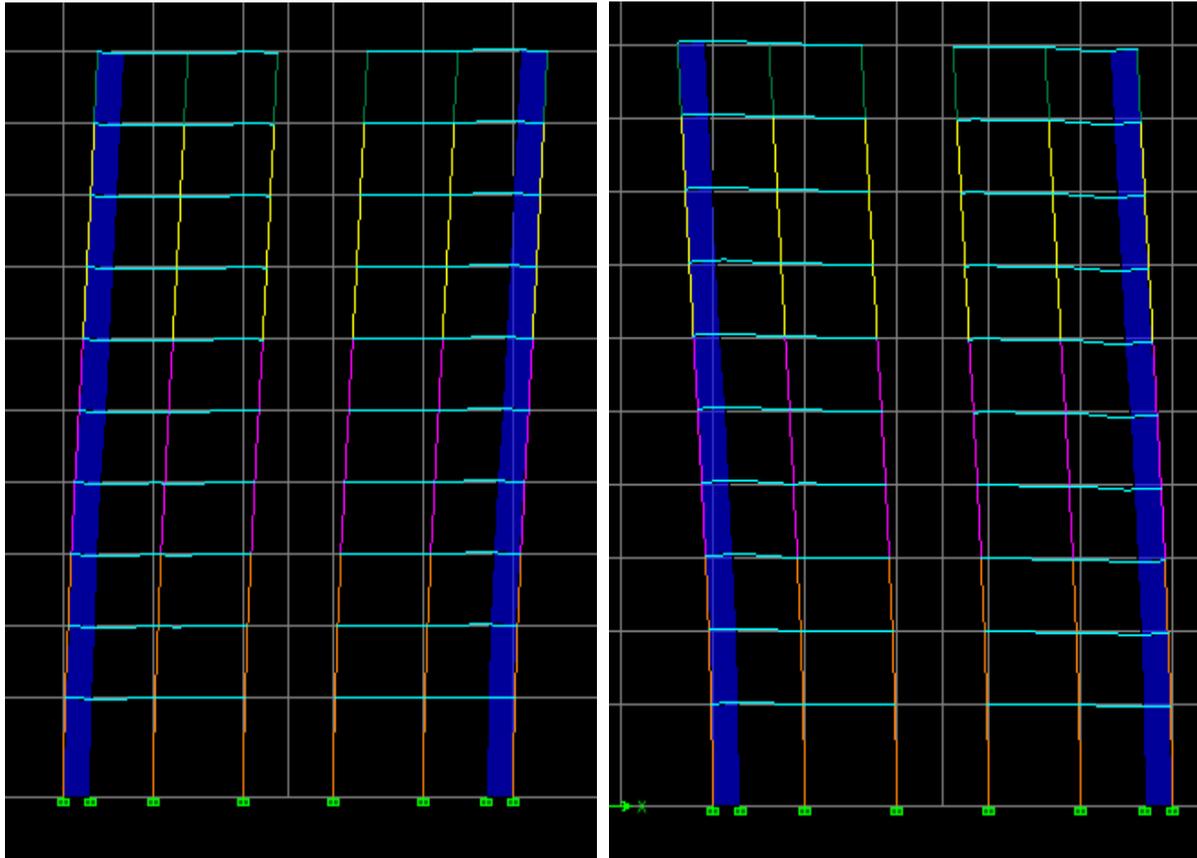


Fig. V .1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

_ Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements admissibles minimaux recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V.4.2) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

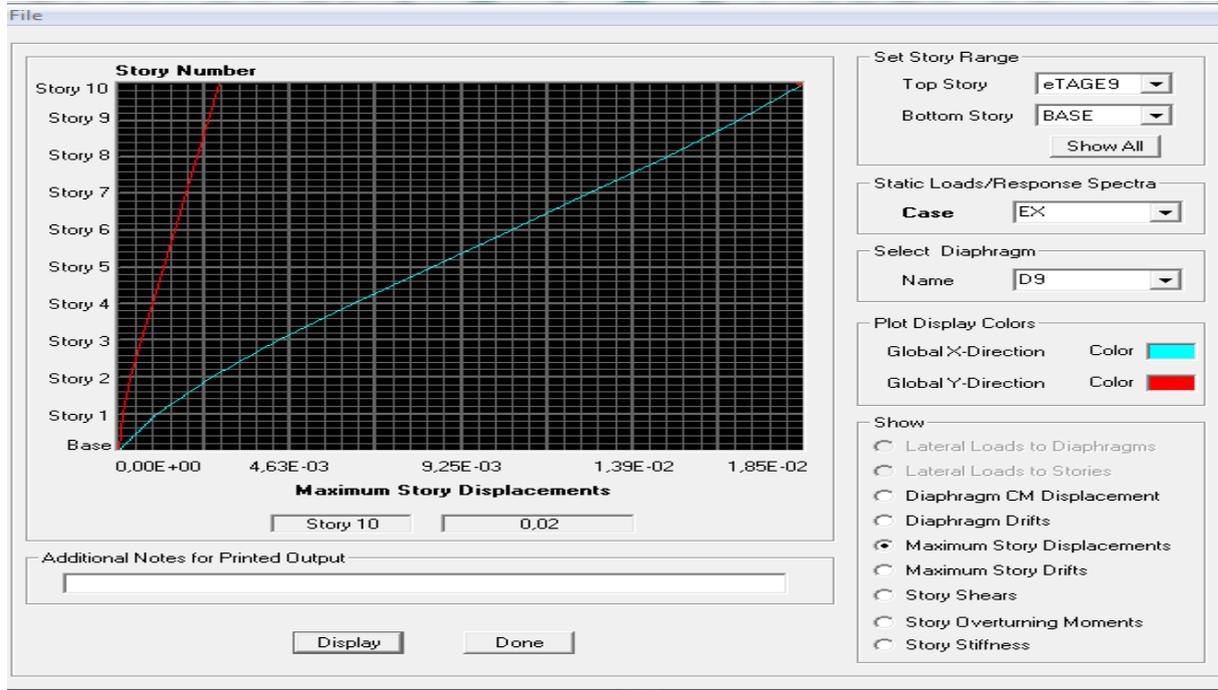
avec :

f=la flèche admissible

H_t =la hauteur totale du bâtiment

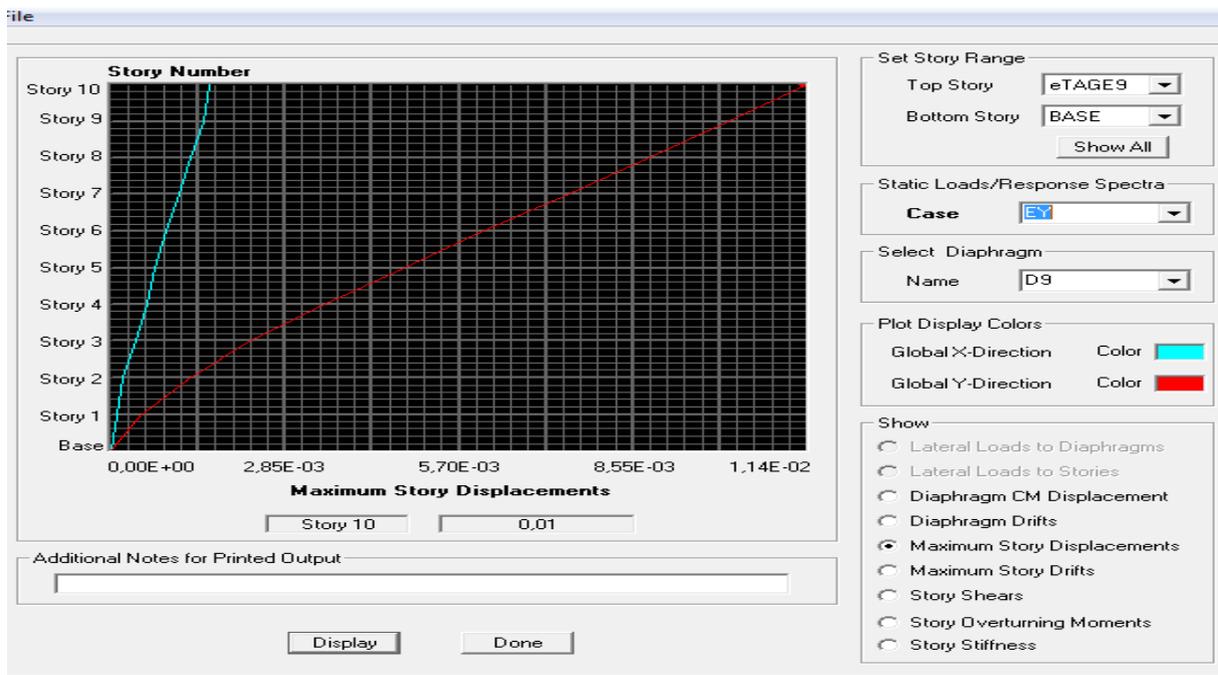
○ Sous l'action de Ex :

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} \leq f = \frac{33,6}{500} = 0,0672\text{m} \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V}$$



○ Sous l'action de Ey :

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m} \quad f = 33,6/500 = 0,0672\text{m} \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V}$$



Donc : les déplacements relatifs dans tous les niveaux et dans les deux sens **inférieure** au déplacement admissible.

V.5) Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9.RAP99/version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K: effort tranchant d'étage a niveau k

h_K: la hauteur de l'étage k

Δ_K : déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau(k-1)

D'où : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé **Si non :**

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

• **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)**

Etages	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		ΔK(m)	V _{K×H} K	θ _X	ΔK(m)	V _{K×HK}	θ _Y
ETAGE1 0	10,3002	0,0014	66,9312	0,000215	0,0011	87,5808	0,00012
ETAGE9 1	771,249	0,0015	2861,3952	0,000404	0,0011	3645,763	0,00023
ETAGE8 2	766,817	0,0017	4951,5264	0,000263	0,0012	6350,976	0,00014
ETAGE7 4	773,498	0,0018	6647,6736	0,000209	0,0011	8502,624	0,00010
ETAGE6 4	773,498	0,0018	8078,7744	0,000172	0,0012	10328,57	0,00008
ETAGE5 6	779,753	0,0019	9314,6112	0,000159	0,0012	11876,14	0,00007
ETAGE4 2	787,389	0,0019	10369,872	0,000144	0,0011	13179,34	0,00006
ETAGE3 2	787,389	0,0018	11258,208	0,000125	0,0009	14238,95	0,00004
ETAGE2 9	794,598	0,0015	11979,244 8	0,00009	0,0009	15075,50	0,000047
ETAGE1 9	803,188	0,0013	12547,065 6	0,00008	0,0007	15752,24	0,000035
RDC 1	828,374	0,0009	17800,279 2	0,00004	0,0004	22297,49	0,000014

Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM

On constate que **θ_X** et **θ_Y** sont inférieurs à « 0,1 » ,donc l'effet P-Delta peut être négliger pour le cas de notre structure .

V.3.7) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Art 7.4.3.1 (la formule :7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal d compression de calcul est limite par la condition suivante :

Avec :
$$\frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d =effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

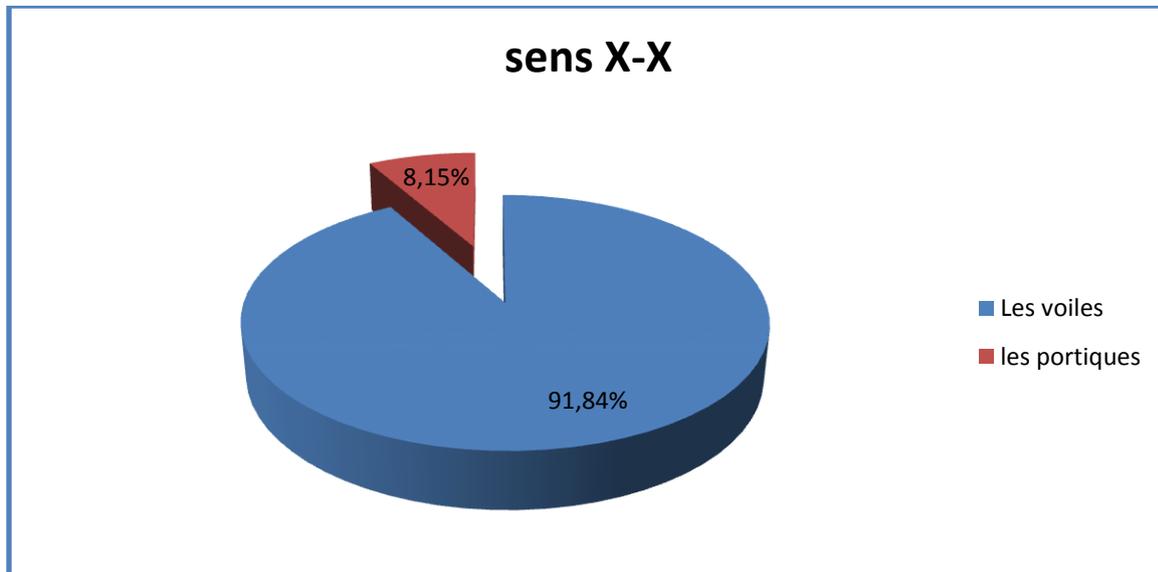
N_d= 1805,05 KN $\Rightarrow \frac{1805,05 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45 \times 25} = 0,3 \leq 0.3 \Rightarrow \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

V-6) Justification de l'interaction portiques-voiles:

❖ Les forces sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option «SectionCut»

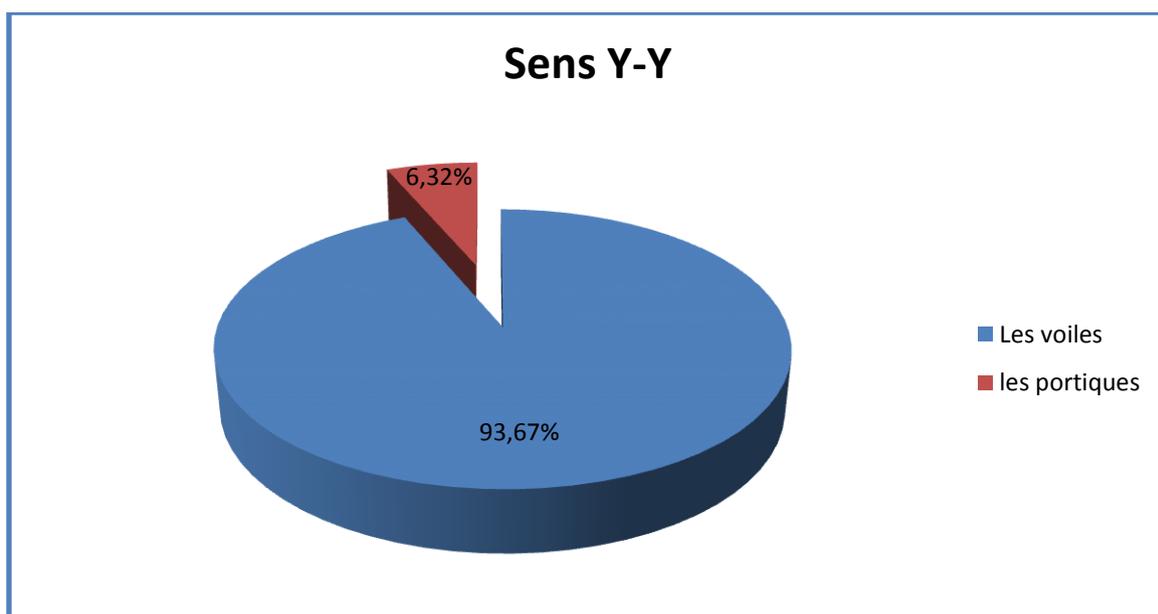
➤ **Sens transversales :**

- Voiles : (91,84%)
- Portiques : (8,15%)



➤ **Sens longitudinales :**

- Voiles : (93,67%)
- Portiques : (6,32%)



Résumé V :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- ✓ **L'effort tranchant à la base est vérifié.**
- ✓ **Le pourcentage de participation massique est vérifié.**
- ✓ **Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.**
- ✓ **L'excentricité est vérifiée.**
- ✓ **L'effet P-delta est vérifié.**
- ✓ **Effort normales au niveau des poteaux sont vérifiés.**

Après avoir effectuée les vérifications exigées par RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI :

Ferraillages des Portiques

Partie I

Ferraillage des poutres

VI-2) Ferrailage des poutres :

VI.1. Recommandation du RPA99 version 2003 :

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.) 35G+1.5Q ELU
 G+Q ELS
- 2.) G+Q+E RPA2003
 0.8G±E RPA2003

➤ **Armatures longitudinales :**

D'après le (RPA 99/Art7.5.2), les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- ◆ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- ◆ Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ , en zone IIa
Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angle droit être effectué avec des crochets à 90°

	POURCENTAGE MAXIMUM		POURCENTAGE MINIMUM (Cm ²)
	Zone courante (Cm ²)	Zone de recouvrement (Cm ²)	
Poutre principales (30x40)cm ²	48	72	6
Poutre secondaire (30x35)cm ²	42	63	5.25

Tableaux VI-2-1) pourcentage des armatures longitudinales

➤ **Armatures transversales : ART (7.5.2.2)**

◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

◆ L'espace maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :
 $S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont Nécessaires

$S_t \leq \frac{h}{2}$ \implies en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).
 Avec :

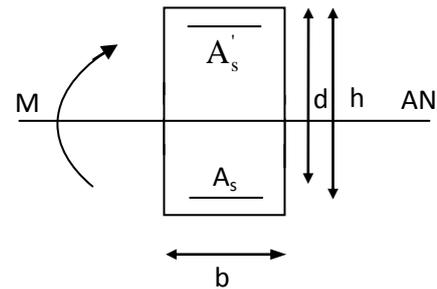
- ✱ ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.
- ✱ Le premier cadre doit être disposer a 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES A L'ELU :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$



Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu$ \implies Section simplement armée(S.S.A)

Si $\mu_b > \mu$ \implies section doublement armée (S.D.A)

➤ **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \implies \mu_1 = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_1 » et « μ », deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tell que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$-\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

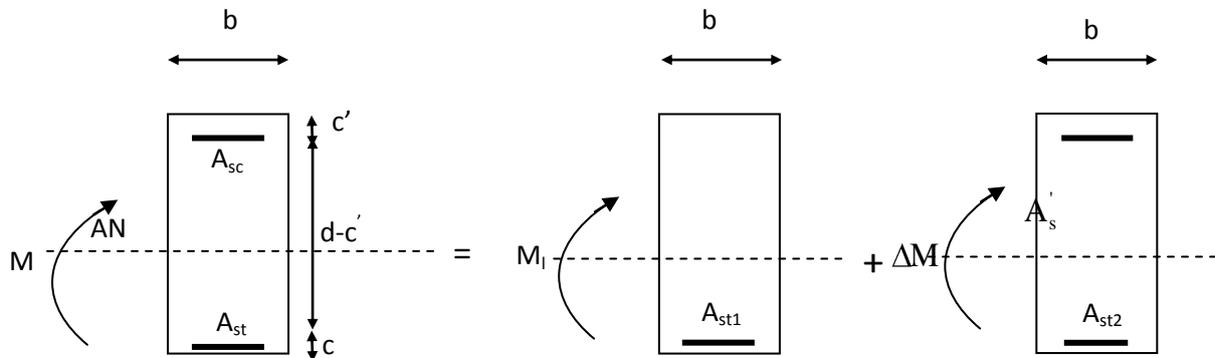


Fig.VI.1 : schéma de calcul en flexion simple

Nota : en raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une destination sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

- ✓ M_{ELU} : Moment max à l'ELU.
- ✓ M_{ACCI} : Moment max dans le cas accidentelles.

VI.3) Ferrailage des poutres :

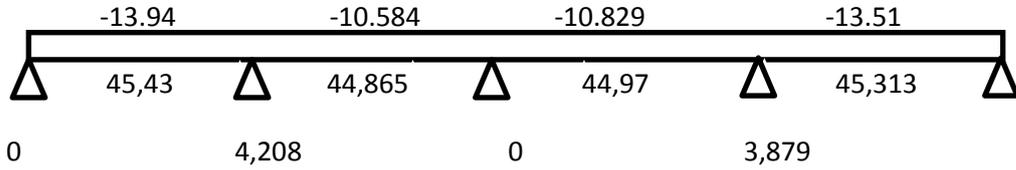
VI.3.I) Détermination des moments fléchissant :

◆ Poutres principales :

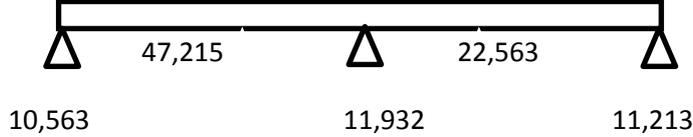
Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures) en [KN.M]

❖ RDC :

1^{er} cas -75.297 -54.309 -72.629 -53.628 -74.305

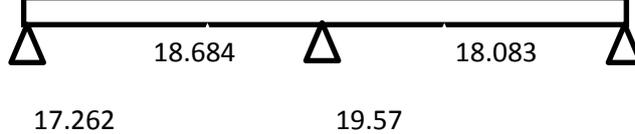


2^{eme} cas -76,25 -13,685 -49,643 -12,991 -34,015

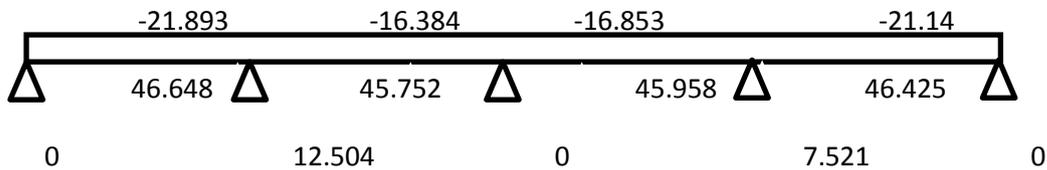


❖ 1^{er} Etage :

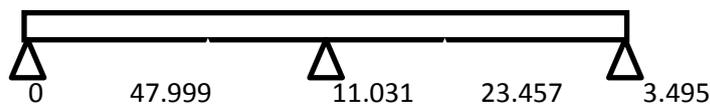
1^{er} cas -42,411 -20,845 -30,832 -19,917 -41,028



2^{eme} cas -83.037 -50.87 -78.626 -49.52 -81.34

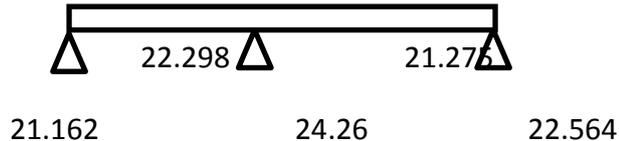


3^{eme} cas -82.699 -20.548 -50.057 -11.018 -43.373

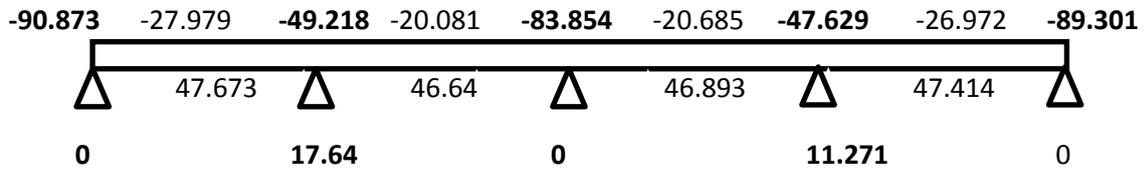


❖ 2^{eme} étage :

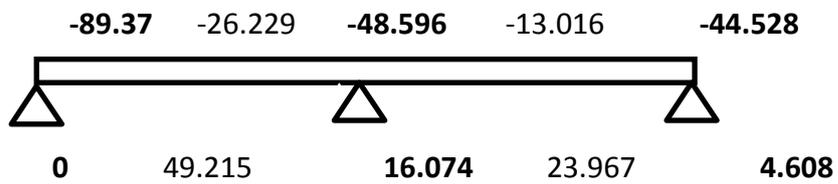
1^{er} cas -50.153 -26.115 -33.352 -24.86 -48.295



2^{eme} cas

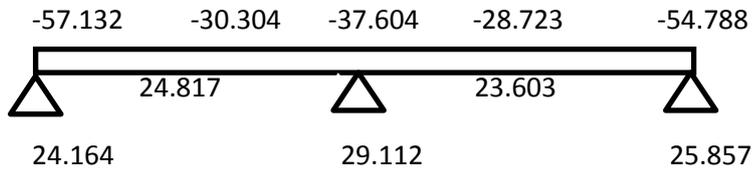


3^{eme} cas

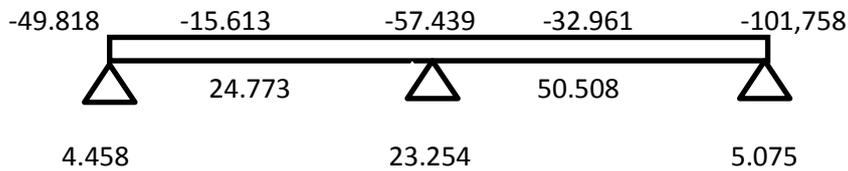


❖ 3^{eme} étage :

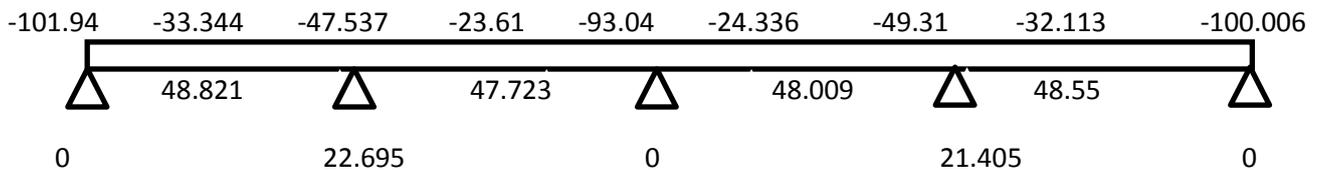
1^{er} cas :



2^{eme} cas :

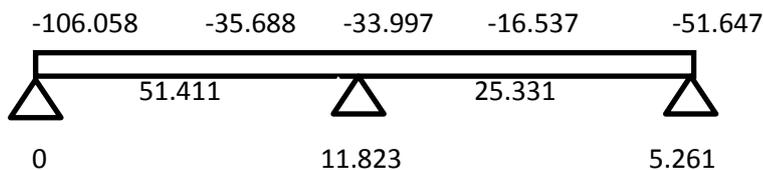


3^{eme} cas :

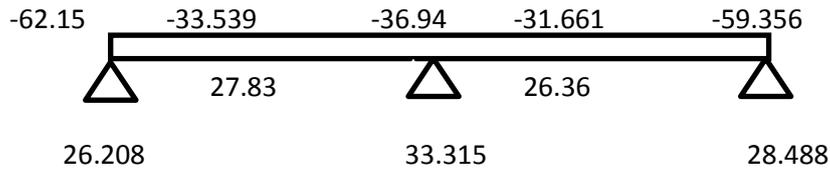


❖ 4^{eme} étage :

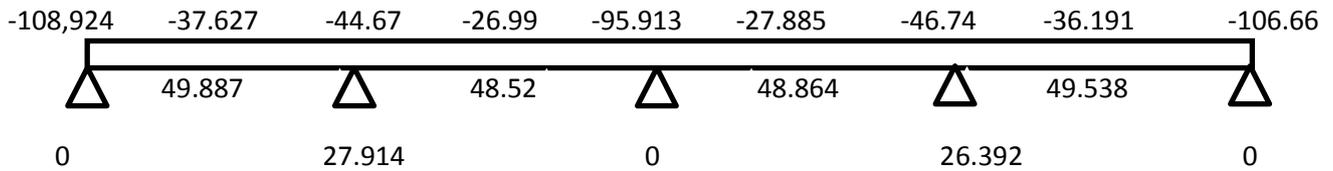
1^{er} cas :



2^{eme} cas :

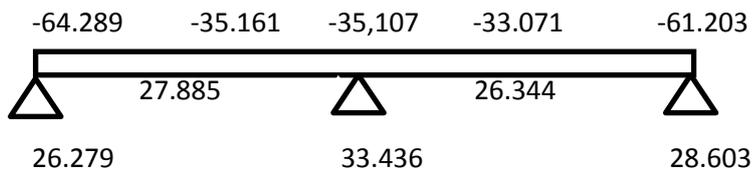


3eme cas :

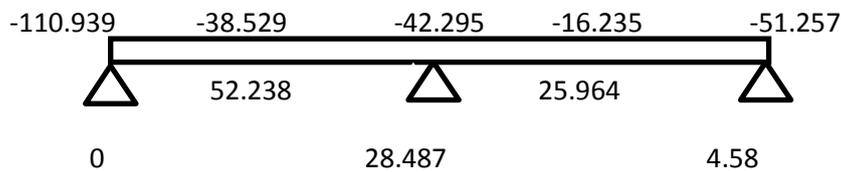


❖ 5^{eme} étage :

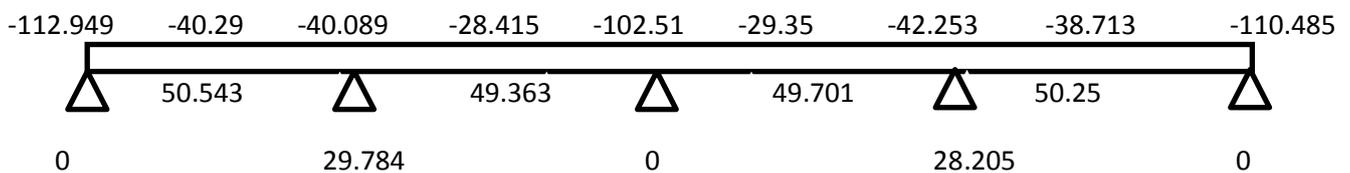
1^{er} cas :



2^{eme} cas :

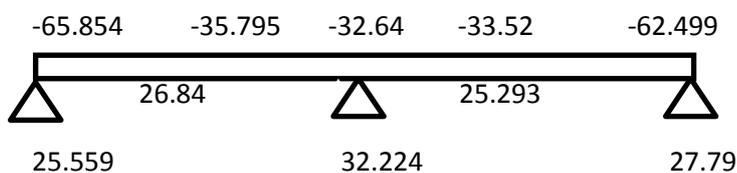


3eme cas :

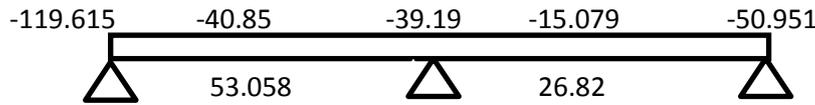


❖ 6^{eme} étage :

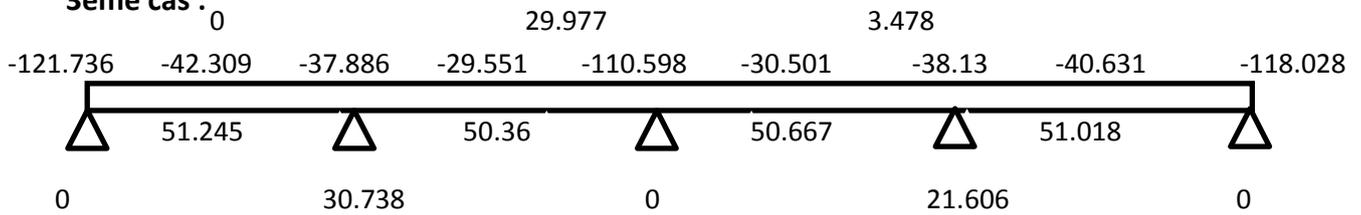
1^{er} cas :



2^{eme} cas :



3^{eme} cas :

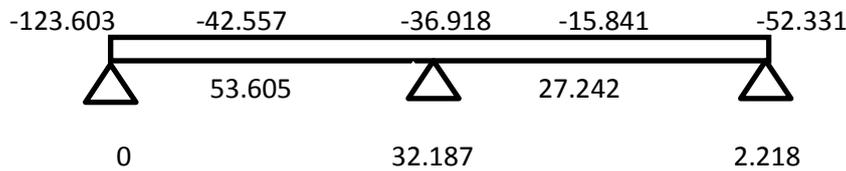


❖ 7^{eme} étage :

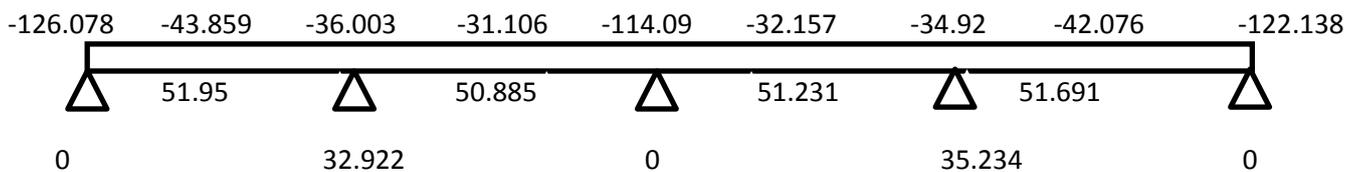
1^{er} cas :



2^{eme} cas :

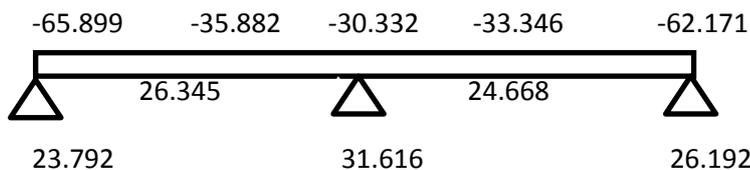


3^{eme} cas :

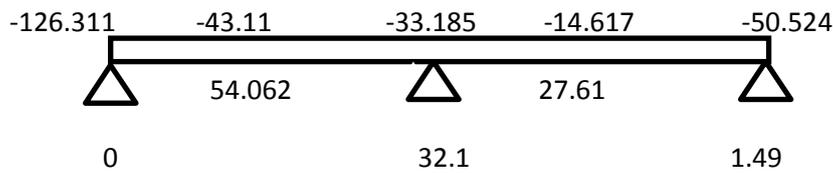


❖ 8^{eme} étage :

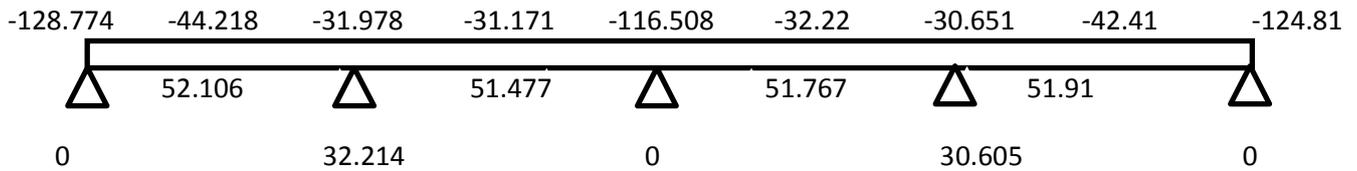
1^{er} cas :



2^{eme} cas :

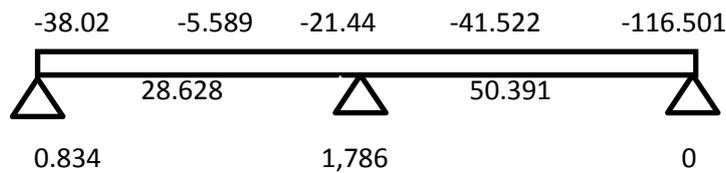


3^{eme} cas :



❖ 9^{eme} étage :

1^{er} cas :



2^{eme} cas :

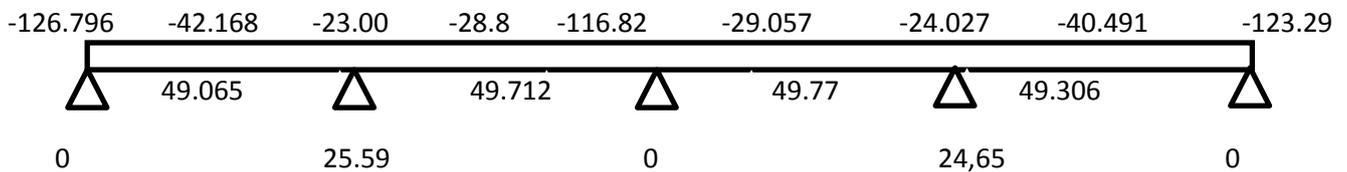
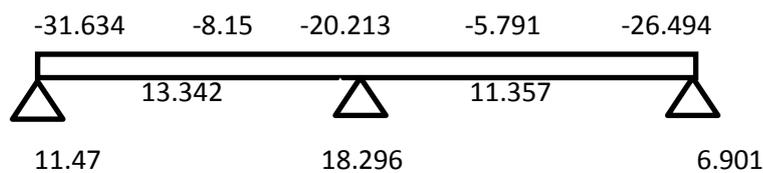


FIG VI.2 : Les moments des poutres principales sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures) en [KN.M]

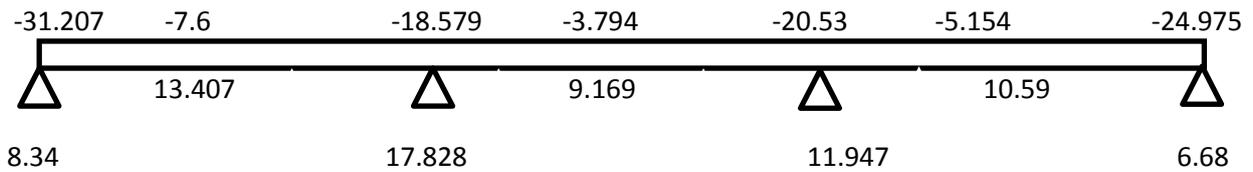
◆ *Poutres secondaires :*

❖ RDC :

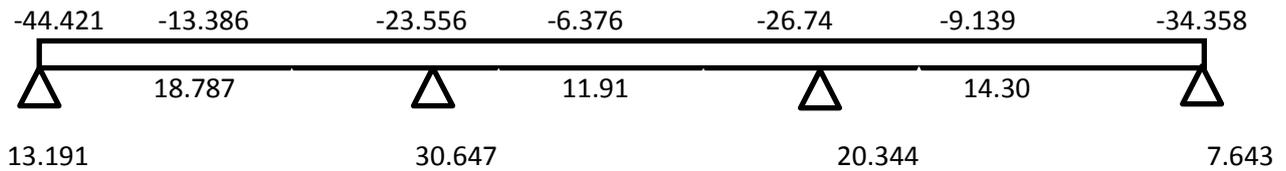
1^{er} cas :



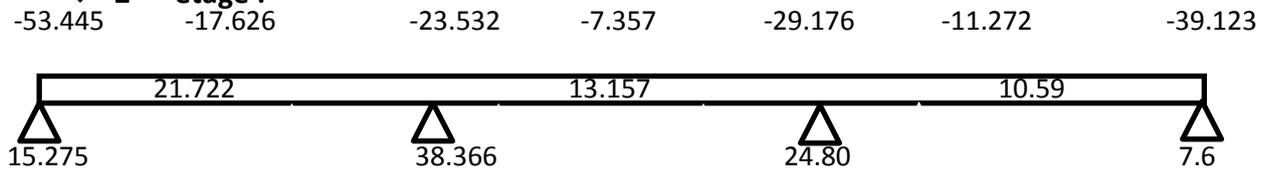
2^{eme} cas :



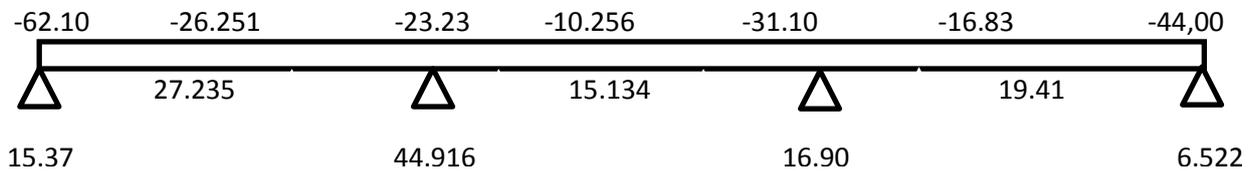
1^{er} étage :



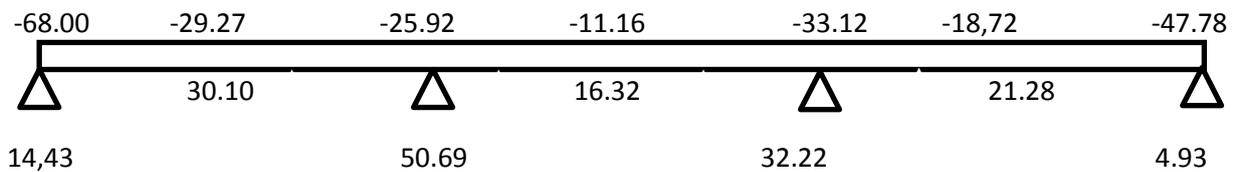
❖ 2^{eme} étage :



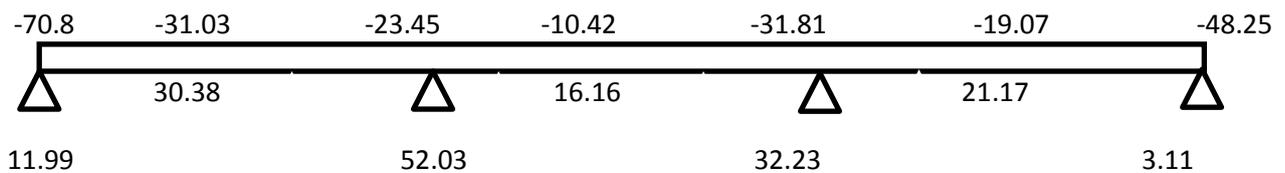
❖ 3^{eme} étage :



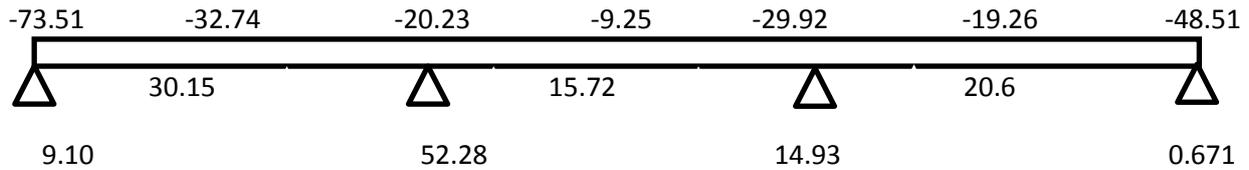
❖ 4^{eme} étage :



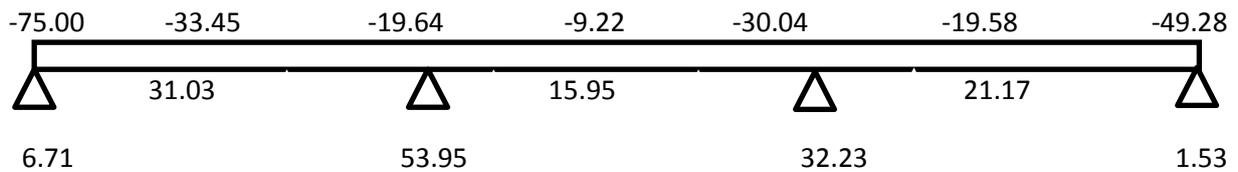
❖ 5^{eme} étage :



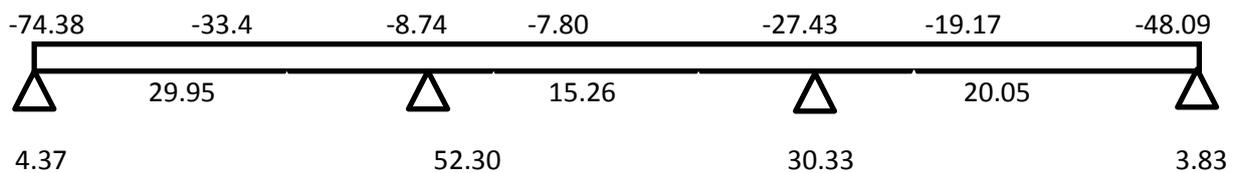
❖ 6^{eme} étage :



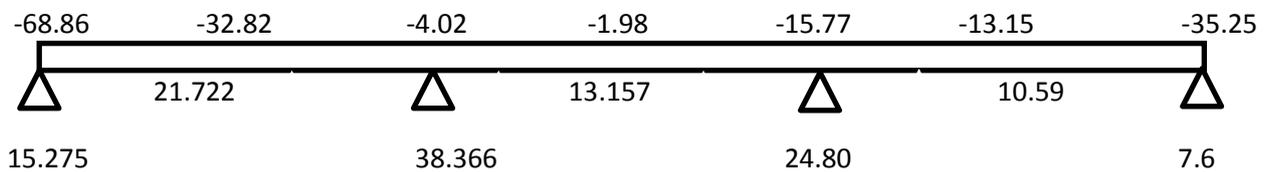
❖ 7^{eme} étage :



❖ 8^{eme} étage :



❖ 9^{eme} étage :



2^{eme} cas :



Figure VI-3 : diagrammes des moments fléchissant des poutres secondaires sur appuis et en travée KN.m

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants:

● Etudes des poutres principales :

✓ Aux appuis :

étage	Nature	Comb	M_U (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix des barres
RDC	SUP	Acci	76,25	5,4	6.47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	11,932	0,81	4.62	3HA14
1er	sup	Acci	83,037	5,91	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	20,316	1,39	4,62	3HA14
2eme	sup	Acci	90,873	6,5	6,88	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	25,311	1,74	4,62	3HA14
3eme	sup	Acci	101,941	7,35	8,01	3HA12+(3HA14)chap
	inf	Acci	29,112	2	4,62	3HA14
4eme	SUP	Acci	108,924	7,89	8,01	3HA12+(3HA14)chap
	inf	Acci	33,315	2,3	4,62	3HA14
5eme	SUP	Acci	112,949	8,21	9,24	3HA14+(3HA14)chap
	inf	Acci	33,436	2,3	4,62	3HA14
6eme	SUP	Acci	121,736	8,9	9,24	3HA14+(3HA14)chap
	inf	Acci	32,224	2,22	4,62	3HA14
7eme	SUP	Acci	126	9,24	9,24	3HA14+(3HA14)chap
	inf	Acci	33,27	2,29	4,62	3HA14
8eme	SUP	Acci	128,774	9,46	10,65	3HA14+(3HA16)chap
	inf	Acci	32,214	2,22	4,62	3HA14
9eme	SUP	Acci	126,796	9,31	10,65	3HA14+(3HA16)chap
	inf	Acci	26,075	1,8	4,62	3HA14

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis .

✓ *En travée :*

étage	Nature	comb	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix des barres
RDC	SUP	Acci	13,94	0,95	3,39	3HA12
	inf	Acci	47,215	3,84	4,62	3HA14
1er	sup	Acci	21,893	1,5	3,39	3HA12
	inf	Acci	47,999	3,9	4,62	3HA14
2eme	sup	Acci	27,979	1,92	4,62	3HA14
	inf	Acci	49,215	4,01	4,62	3HA14
3eme	sup	Acci	33,344	2,3	4,62	3HA14
	inf	Acci	50,508	4,12	4,62	3HA14
4eme	SUP	Acci	37,627	2,6	4,62	3HA14
	inf	Acci	51,411	3,65	4,62	3HA14
5eme	SUP	Acci	40,29	2,79	4,62	3HA14
	inf	Acci	52,238	4,27	4,62	3HA14
6eme	SUP	Acci	42,309	2,93	4,62	3HA14
	inf	Acci	53,058	4,34	4,62	3HA14
7eme	SUP	Acci	43,859	3,04	4,62	3HA14
	inf	Acci	53,605	4,38	4,62	3HA14
8eme	SUP	Acci	44,218	3,07	6,62	3HA14
	inf	Acci	54,062	4,42	4,62	3HA14
9eme	SUP	Acci	42,168	2,92	4,62	3HA14
	inf	Acci	50,391	4,11	4,62	3HA14

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales en travées (30X40)

Etudes des poutres secondaires :

✓ Aux appuis :

étage	Nature	comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Aadop (cm ²)	choix des barres
RDC	SUP	Acci	31,364	2,53	3,39	3HA12
	inf	Acci	18,296	1,45	3,39	3HA12
1 ^{er}	sup	Acci	44,421	3,6	4,62	3HA14
	inf	Acci	30,64	2,45	3,39	3HA12
2eme	sup	Acci	53,445	4,36	4,62	3HA14
	inf	Acci	38,366	3,09	3,39	3HA12
3eme	sup	Acci	62,1	5,11	5,65	3HA12+(2HA12)chap
	inf	Acci	44,916	3,64	4,52	3HA12+(1HA12)chap
4eme	SUP	Acci	68	5,62	5,65	3HA12+(2HA12)chap
	inf	Acci	50,69	4,13	4,52	3HA12+(1HA12)chap
5eme	SUP	Acci	70,8	5,87	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	52,03	4,24	4,52	3HA12+(1HA12)chap
6eme	SUP	Acci	73,51	6,11	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	52,28	4,26	4,52	3HA12+(1HA12)chap
7eme	SUP	Acci	75	6,24	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	53,95	4,41	4,52	3HA12+(1HA12)chap
8eme	SUP	Acci	74,38	6,19	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	52,3	4,27	4,52	3HA12+(1HA12)chap
9eme	SUP	Acci	68,86	5,7	6,47	3HA12+(2HA14)chap
	inf	Acci	38,7	3,12	3,39	3HA12

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis

✓ En travée :

étage	Nature	comb	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
RDC	SUP	Acci	8,15	0,64	3.39	3HA12
	inf	Acci	13,407	1,06	3.39	3HA12
1 ^{er}	sup	Acci	13,386	1,06	4.62	3HA14
	inf	Acci	30,64	1,49	3.39	3HA12
2eme	sup	Acci	17,626	1,4	3.39	3HA14
	inf	Acci	2,722	1,73	3.39	3HA12
3eme	sup	Acci	26,251	2,09	3.39	3HA12
	inf	Acci	27,235	2,17	3.39	3HA12
4eme	SUP	Acci	29,27	2,34	3.39	3HA12
	inf	Acci	30,1	2,41	3.39	3HA12
5eme	SUP	Acci	31,03	2,49	3.39	3HA12
	inf	Acci	30,38	2,43	3.39	3HA12
6eme	SUP	Acci	32,74	2,6	3.39	3HA12
	inf	Acci	3,15	2,49	3.39	3HA12
7eme	SUP	Acci	33,45	2,68	3.39	3HA12
	inf	Acci	31,03	2,49	3.39	3HA12
8eme	SUP	Acci	33,4	2,68	3.39	3HA12
	inf	Acci	29,95	2,4	3.39	3HA12
9eme	SUP	Acci	32,8	2,63	3.39	3HA12
	inf	Acci	20,96	1,66	3.39	3HA12

Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.

Résumé VI.1:

La section totale Des poutres doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d $\implies (A_{appui}+A_{travées}) \geq A_{min}$

✎ Exemple : prenant le cas du RDC

*poutres principales :

$$(A_{appui}+A_{travées}) \geq A_{min} \implies A_{adop} = 6.47 + 3.39 = 9,86cm^2 \geq A_{min} = 6cm^2$$

*poutres secondaires :

$$(A_{appui}+A_{travées}) \geq A_{min} \implies A_{adop} = 3,39 + 3,39 = 6,78cm^2 \geq A_{min} = 5.25cm^2$$

● **Tableau récapitulatif**

Niveaux	Section (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²) (A _{appuis} +A _{travées})	A _{min} (cm ²)	obs
Poutres principales	30x40	9.86	6	Vérifiée
Poutres secondaires	30x35	6.78	5.25	Vérifiée

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres à l'ELU

VI.4) vérification des poutres à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

➤ **La condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :**

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

◆ **Poutres principales de (30x40) :**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.340 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{min}$$

◆ **Poutres secondaires de (30x 35) :**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{min}$$

$A_{adop} > A_{min} \iff$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

➤ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.21) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ_u » ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \quad \text{Avec : } T_{max} : \text{effort tranchant max a l'ELU}$$

◆ *Poutres principales de (30x40) :*

$$T_{Max} = .138.47(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{138.5 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,247MPa$$

◆ *Poutre sprincipales de (30x35) :*

$$T_{Max} = .45.5(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{45.5 \times 10^3}{300 \times 350} = 0,473MPa$$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

◆ Poutres principales :

$$\tau_u = 1.247MPa < 3.33MPa \Rightarrow C.V$$

◆ Poutres secondaires :

$$\tau_u = 0.473MPa < 3.33MPa \Rightarrow C.V$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- Influence sur le béton : Il faut vérifier que

$$T_u \leq \bar{T}_u 0.40 \frac{0.9dxbx f_{c28}}{\gamma_b}$$

◆ Poutres principales (30x40):

$$T_u \leq \bar{T}_u 0.40 \frac{0.9dxbx f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tu=138.47 KN < 594KN..... **la condition est vérifiée**

◆ Poutres secondaires (30x35):

$$T_u \leq \bar{T}_u 0.40 \frac{0.9dxbx f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tu=45,50 KN < 594KN **la condition est vérifiée**

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui :

$\tau_u = T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section

d'armatures pour équilibrer un effort égal à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'où : $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d})$

- Poutres principales :

$$138.47 - \frac{115.653}{0.9 \times 0.37} = -208,836 < 0$$

- Poutres secondaires :

$$45.50 - \frac{36.154}{0.9 \times 0.32} = -80.034 < 0$$

} armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL91 modifiées 99Art. A.6.1,3) :**

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa avec :}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\delta_{se} = 138.47 \times 10^3 / 0.9 \times 370 \times 113.04$$

$\delta_{se} = 3,67 \text{ Mpa} \implies \dots\dots\dots$ la contrainte d'adhérence est vérifiée.

- poutres secondaires :

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\delta_{se} = 138.47 \times 10^3 / 0.9 \times 370 \times 113.04$$

$\delta_{se} = 3,67 \text{ Mpa} \implies \dots\dots\dots$ la contrainte d'adhérence est vérifiée.

❖ **Longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 22) :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour

avoir un bon ancrage droit.

$$\tau_{se} = \frac{\phi_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

- pour $\emptyset 16=56.43 \text{ cm}$
- pour $\emptyset 14=49.38 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91(Art A.6.1, 21.) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à

0,4.Ls pour les aciers H.A.

- ✓ Pour $\Phi 16 : l_a = 22.572 \text{ cm}$.
- ✓ Pour $\Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm}$.

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on doit spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

■ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

-poutres principales : $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} = 10; 12 \times 1.6 = 19.20 \text{ cm}\right) = 10, 12 \text{ cm}$
 $S_t = 10 \text{ cm}$

-poutres secondaires : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} = 8.75; 12 \times 1.4 = 16.80 \text{ cm}\right) = 8.75 \text{ cm}$
 $S_t = 8 \text{ cm}$

■ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

-poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

--poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

At = 0.003 x St x b (Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

■ Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

-poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(12; 11,43; 30)$$

$\phi_t \leq 11,43 \text{ mm} \Rightarrow$ On adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$

-poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(12; 10; 30)$$

$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow$ On adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$

❖ **Espacement minimal :**

-Poutres principales :

$$St \leq \min(9d; 40 \text{ cm}; 15\phi_l) \Rightarrow St \leq \min(33,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 18 \text{ cm})$$

$St \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

-Poutres secondaires :

$$St \leq \min(9d; 40 \text{ cm}; 15\phi_l) \Rightarrow St \leq \min(28,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 18 \text{ cm})$$

$St \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

VI.5)- Vérification à l'ELS :

❖ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte dans l'acier est $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ Avec A : Armatures adoptées à l'ELU.

On calcul : $\rho = \frac{100A}{bd}$ est on déduit les valeurs de k_1 et β_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres principales :**

✓ **Aux appuis :**

étage	Nature	M _U (KN.m)	d cm	b cm	A _{cal} cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
RDC	SUP	-55.552	37	30	5.75	0,518	0.892	31.30	292,729	9,352	15	ok
	Inf	1.738	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	15,177	0,357	15	ok
1er	Sup	-60.526	37	30	6.88	0,620	0.884	28.10	268,967	9,572	15	ok
	Inf	0.101	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	0,882	0,021	15	ok
2eme	Sup	-65.766	37	30	6.88	0,620	0.884	28.10	291,986	10,391	15	ok
	Inf	1.377	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	12,024	0,283	15	ok
3eme	Sup	-73.515	37	30	8.01	0,722	0.877	25.65	282,841	11,027	15	ok
	Inf	3.602	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	31,454	0,741	15	ok
4eme	SUP	-78.424	37	30	8.01	0,899	0.867	22.59	305,208	13,511	15	ok
	Inf	7.28	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	63,990	1,507	15	ok
5eme	SUP	-82.34	37	30	9.84	0,886	0.868	22.88	260,552	11,388	15	ok
	Inf	10.077	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	88,170	2,076	15	ok
6eme	SUP	-88.80	37	30	9.84	0,518	0.892	31.30	273,433	8,736	15	ok
	Inf	12.928	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	112,891	2,658	15	ok
7eme	SUP	-9.985	37	30	9.84	0,620	0.884	28.10	285,804	10,171	15	ok
	Inf	15.328	37	30	3.39	0,305	0.913	42.47	133,848	3,152	15	ok
8eme	SUP	-93.972	37	30	10.65	0,959	0.863	21.50	276,335	12,853	15	ok
	Inf	16.601	37	30	4.62	0,416	0.901	35.50	107,787	3,036	15	ok
9eme	SUP	-93.352	37	30	10.65	0,959	0.863	21.50	274,512	12,768	15	ok
	Inf	16.542	37	30	4.62	0,416	0.901	35.50	107,404	3,025	15	ok

✓ En travée :

Etage	Nature	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	d cm	b cm	ρ ₁	β _I	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
RDC	SUP	-5.333	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	34,626	1,106	15	ok
	Inf	34.402	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	223,365	5,259	15	ok
1 ^{er}	Sup	-8.862	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	57,539	2,048	15	ok
	Inf	34.975	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	223,365	5,259	15	ok
2eme	Sup	-12.079	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	78,426	2,791	15	ok
	Inf	35.662	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	231,546	5,452	15	ok
3eme	Sup	-15.487	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	100,554	3,920	15	ok
	Inf	36.806	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	238,974	5,627	15	ok
4eme	SUP	-18.475	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	119,974	5,311	15	ok
	Inf	37.466	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	243,259	5,728	15	ok
5eme	SUP	-20.896	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	135,673	5,930	15	ok
	Inf	38.069	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	251,063	5,912	15	ok
6eme	SUP	-32.348	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	208,217	6,652	15	ok
	Inf	38.668	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	251,044	5,911	15	ok
7eme	SUP	-25.245	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	163,911	5,833	15	ok
	Inf	39.07	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	253,673	5,973	15	ok
8eme	SUP	-26.517	6.03	37	30	0,542	0.890	30.45	133,541	6,211	15	ok
	Inf	39.40	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	255,816	7,206	15	ok
9eme	SUP	-26.18	6.03	37	30	0,542	0.890	30.45	131,844	6,132	15	ok
	Inf	37.283	4.62	37	30	0,416	0.901	35.50	242,071	6,819	15	ok

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes max dans les poutres principales appuyés et travées .

➤ Poutre secondaires :

✓ Aux appuis :

étage	Nature	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	d cm	b cm	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
RDC	SUP	-13.862	3.39	32	30	0,353	0.907	38.76	145,540	3,755	15	ok
	Inf	4.06	3.39	32	30	0,353	0.907	38.76	42,627	1,100	15	ok
1er	Sup	18.62	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	143,448	4,336	15	ok
	Inf	7.533	3.39	32	30	0,353	0.907	38.76	59,318	1,530	15	ok
2eme	Sup	-22.90	5.62	32	30	0,585	0.886	28.86	176,420	6,113	15	ok
	Inf	10.272	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	80,886	2,445	15	ok
3eme	Sup	-27.981	5.62	32	30	0,585	0.886	28.86	215,564	7,469	15	ok
	Inf	13.332	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	104,981	3,174	15	ok
4eme	SUP	-32.105	5.87	32	30	0,611	0.884	28.10	247,335	8,802	15	ok
	Inf	17.245	4.24	32	30	0,442	0.898	34.02	135,794	3,992	15	ok
5eme	SUP	-35.228	6.88	32	30	0,717	0.877	25.65	207,934	8,107	15	ok
	Inf	19.917	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	153,440	4,638	15	ok
6eme	SUP	-39.10	6.88	32	30	0,717	0.877	25.65	202.506	7.895	15	ok
	Inf	22.496	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	236,190	7,140	15	ok
7eme	SUP	-41.777	6.88	32	30	0,717	0.877	25.65	321,848	12,548	15	ok
	Inf	25.17	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	198,198	5,991	15	ok
8eme	SUP	-43.577	6.88	32	30	0,717	0.877	25.65	335,715	13,165	15	ok
	Inf	26.44	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	208,199	6,294	15	ok
9eme	SUP	-41.486	5.75	32	30	0,599	0.885	28.48	319,606	11,222	15	ok
	Inf	23.831	3.39	32	30	0,353	0.907	38.76	187,655	4,841	15	ok

✓ En travée :

étage	Nature	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	d cm	b cm	ρ ₁	β _I	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
RDC	SUP	-0.218	3.139	32	30	0,353	38.76	38.76	4,924	0,127	15	ok
	Inf	6.23	3.39	32	30	0,353	38.76	38.76	140,706	3,630	15	ok
1er	Sup	-2.299	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	27,961	0,857	15	ok
	Inf	7.951	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	100,939	3,051	15	ok
2eme	Sup	-4.173	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	50,753	1,556	15	ok
	Inf	9.537	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	121,074	3,660	15	ok
3eme	Sup	-8.626	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	104,911	3,216	15	ok
	Inf	11.961	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	151,847	4,590	15	ok
4eme	SUP	-10.705	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	130,196	3,991	15	ok
	Inf	13.77	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	174,813	5,285	15	ok
5eme	SUP	-12.238	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	148,841	4,563	15	ok
	Inf	15.193	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	192,878	5,831	15	ok
6eme	SUP	-14.482	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	176,133	5,400	15	ok
	Inf	16.416	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	208,404	6,300	15	ok
7eme	SUP	-15.721	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	191,202	5,861	15	ok
	Inf	10.752	4.52	32	30	0,471	0.896	33.08	136,499	4,126	15	ok
8eme	SUP	-16.753	6.03	32	30	0,628	0.883	27.73	119,568	4,312	15	ok
	Inf	18.255	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	222,020	6,806	15	ok
9eme	SUP	-16.647	6.03	32	30	0,628	0.883	27.73	118,811	4,285	15	ok
	Inf	17.38	4.62	32	30	0,481	0.895	32.62	211,379	6,480	15	ok

Tableau VI.8: Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires appuis et travées.

V-6) Vérifications de la flèche :

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : f=0.038 cm

✦ Sens xx :

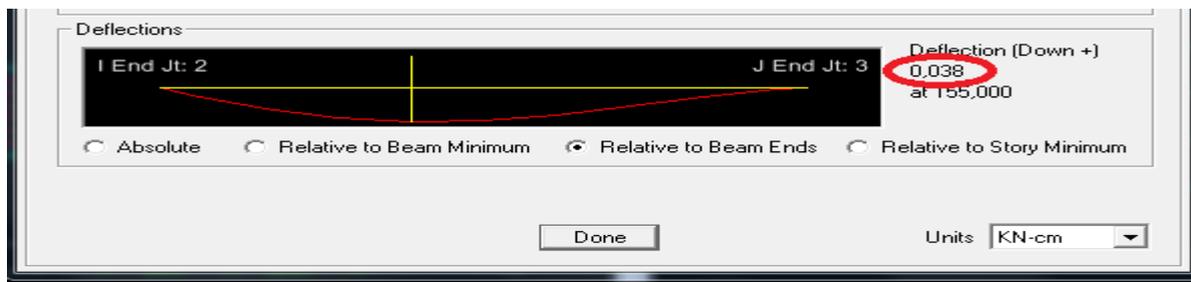


Figure VI.4 :La flèche suivant (xx)

$$f = 0.038cm < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80cm \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

☀ Sens yy :

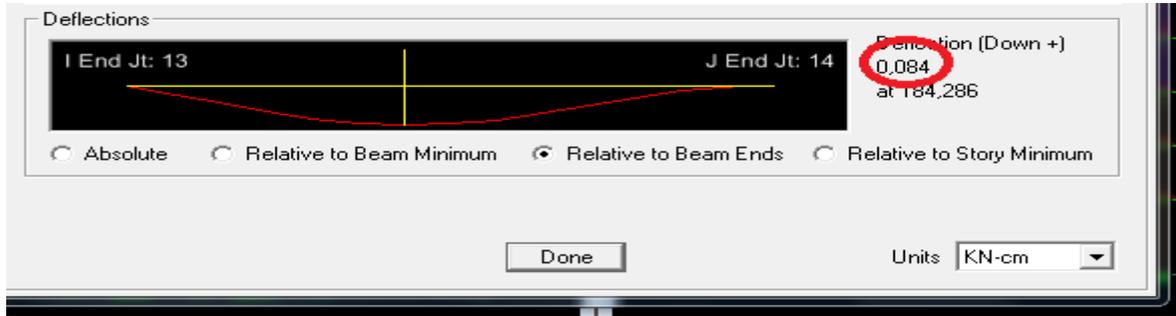


Figure VI .5 :La flèche suivant (yy)

$$f = 0.084 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86cm \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Finalemment : La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

◆ **Résumé VI.2:** Le ferrailage des poutres est récapitulé comme suite :

➤ **Poutres principales :**

🌀 **Aux appuis :**

Etages	Nature	ferrailages
RDC, 1er et 2 ^{eme}	sup	3HA12+(2HA14)chapeaux
	inf	3HA14
3 ^{er} et 4 ^{eme}	sup	3HA12+(3HA14)chapeaux
	inf	3HA14
5 ^{eme} au 7 ^{eme}	sup	3HA14+(3HA14)chapeaux
	inf	3HA14
8 ^{eme} 9 ^{eme}	sup	3HA14+(3HA16)chapeaux
	inf	3HA14

🌀 **En travées :**

Etages	Nature	ferrailages
RDC, 1er et 2 ^{eme}	sup	3HA12
	inf	3HA14
3 ^{er} et 4 ^{eme}	sup	3HA12
	inf	3HA14
5 ^{eme} au 7 ^{eme}	sup	3HA14
	inf	3HA14
8 ^{eme} 9 ^{eme}	sup	3HA14
	inf	3HA14

Tableaux VI.9 : ferrailage des poutres principales (30x40) aux appuis et en travées .

➤ Poutres secondaires :

● Aux appuis :

Etages	Nature	ferrailages
RDC	sup	3HA12
	inf	3HA12
1 ^{er} et 2 ^{eme}	sup	3HA14
	inf	3HA12
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	sup	3HA12+(2HA12)chapeaux
	inf	3HA12+(1HA12)chapeaux
5 ^{eme} au 8 ^{eme}	sup	3HA12+(2HA14)chapeaux
	inf	3HA12+(1HA12)chapeaux
9 ^{eme}	sup	3HA12+(2HA14)chapeaux
	inf	3HA12

● En travées :

Etages	Nature	ferrailages
RDC	sup	3HA12
	inf	3HA12
1 ^{er} et 2 ^{eme}	sup	3HA14
	inf	3HA12
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	sup	3HA12
	inf	3HA12
5 ^{eme} au 8 ^{eme}	sup	3HA12
	inf	3HA12
9 ^{eme}	sup	3HA12
	inf	3HA12

Tableaux VI.10 : ferrailage des poutres secondaires (30x35) aux appuis et en travées .

Partie 2 :
Ferraillages des poteaux

VI) Ferraillage des poteaux**VI.1) Introduction**

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- ELU.....1,35G+1,5Q
 - ELS.....G + Q
- RPA99 révisé 2003.....G+Q±E , 0,8G± E**

VI.2) Recommandation du RPA 2003**A) Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

 ρ Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux 45 × 50 : $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 50 = 18\text{cm}^2$

poteaux 40 × 45 : $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 40 = 14,4\text{cm}^2$

poteaux 35 × 40 : $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 45 = 11,20\text{cm}^2$

poteaux 30 × 35 : $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 30 = 8,40\text{cm}^2$

- **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

poteaux 45 × 50 : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 50 = 90,00\text{cm}^2$

poteaux 40 × 45 : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72,00\text{cm}^2$

poteaux 35 × 40 : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56,00\text{cm}^2$

poteaux 30 × 35 : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

poteaux 45 × 50 : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 50 = 135,00\text{cm}^2$

poteaux 40 × 45 : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108,00\text{cm}^2$

poteaux 35 × 40 : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 94,00\text{cm}^2$

poteaux 30 × 35 : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00\text{cm}^2$

Section des poteaux : (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0,8\%b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max} = 0,04 \times b \times h$ (cm ²)
45x50	18,00	135,00	90,00
40x45	14,4	108,00	72,00
35x40	11,20	94,00	56,00
30x35	8,40	63,00	42,00

Tableaux VI.12 : récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

B. Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

* Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

* Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

* Positionner les armatures longitudinales,

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2):

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_c}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier $f_e=400\text{MPa}$

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'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0\Phi_1 ; 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1 & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

● La quantité d'armatures transversales dans les poteaux:

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

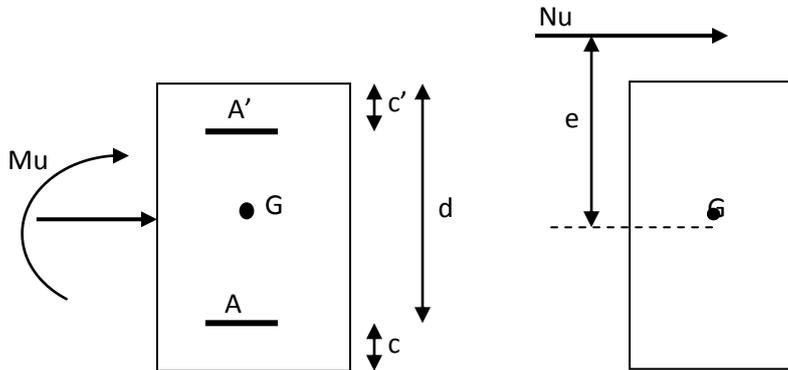
$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{array} \right.$$

VI.2) Calcul et ferrailage :

Etapes de calcul en flexion composée :

a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :



$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \\ N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

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

→ Mf : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

❖ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

▪ Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée (S.S.A) $\implies \beta$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta, d, \sigma_s}, \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

▪ Si $\mu_b \geq \mu_r$ la section est doublement armée (S.D.A) donc il faut calculer A_1 et A_1'

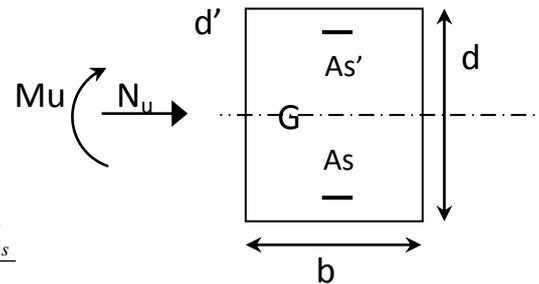
$$M_r = \mu b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

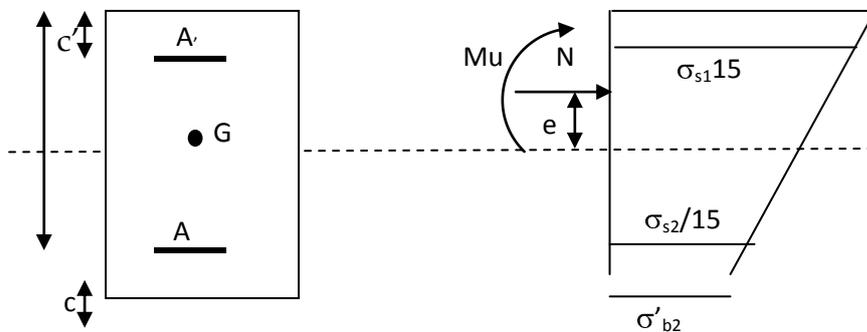
$$A_r = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



La section réelle d'armatures est $A' = A', A_s = A_1 - \frac{N_s}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)



$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ si } \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh f_{bc}$$

La section d'armature est :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{cb}}{100 \cdot \sigma_s}, A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c')}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}} \cdot M}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Avec :

$$2) \text{ Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

La section d'armatures sera :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}, A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armatures sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

✓ Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux

Zone I : RDC 1^{er} et 2^{eme} étage.

Zone II : du 3^{eme} au 5^{eme}.

Zone III : du 6^{eme} au 8^{eme} étage.

Zone IV : 9^{eme} étage

◆ *Calcul et ferrailage des poteaux :*

Le ferrailage des poteaux et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

● Ferrailage des poteaux selon le sens longitudinal (M_2)

Niveau		Section	com	N(KN)	M_2 (KN.m)	com	obs	As_1 (cm ²)	As_2 (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
Zone I	RDC	45x50	Nmax	619,80	1,815	ACCI	S.E.T	7,64	7,85	8,04	4HA16
	Au		Nmin	-2475,2	-0,139	ELU	S.E.C	0	0		
	2 ^{eme}		Mmax	-439,97	35,26	ACCI	S.P.C	0	0		
Zone II	3 ^{eme}	40x45	Nmax	162,27	3,386	ACCI	S.P.C	1,81	2,25	6,16	4HA14
	Au		Nmin	-1666,1	0,322	ELU	S.E.C	0	0		
	5 ^{eme}		Mmax	-241,26	41,074	ACCI	S.P.C	0	0		
Zone III	6 ^{eme}	35x40	Nmax	27,42	6,225	ACCI	S.P.C	0	0,79	5,34	2HA14+2HA12
	Au		Nmin	-922,57	0,699	ELU	S.E.C	0	0		
	8 ^{eme}		Mmax	-122,05	33,257	ACCI	S.P.C	0	1,42		
Zone IV	9 ^{eme}	30X35	Nmax	18,90	1,805	ACCI	S.P.C	0,08	0,39	3,39	3HA12
			Nmin	-219,51	0,966	ELU	S.E.C	0	0		
			Mmax	-34,24	23,484	ACCI	S.P.C	0	0,7		

Tableau VI.13 : ferrailage des poteaux sens longitudinale (M_2)

 Ferrailage des poteaux selon le sens transversal (M3) :

Niveau		Section	com	N(KN)	M ₂ (KN.m)	com	obs	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Zone I	RDC	45x50	Nmax	419,80	2,746	ACCI	S.P.C	5,09	5,41	6,03	3HA16
	Au		Nmin	-2475,2	1,461	ELU	S.E.C	0	0		
	2 ^{eme}		Mmax	-898,86	63,594	ACCI	S.P.C	0	0		
Zone II	3 ^{eme}	40x45	Nmax	278,6	11,118	ACCI	S.P.C	2,77	4,44	4,62	3HA14
	Au		Nmin	-1666,1	9,866	ELU	S.E.C	0	0		
	5 ^{eme}		Mmax	-535,62	73,121	ACCI	S.P.C	0	0		
Zone III	6 ^{eme}	35x40	Nmax	27,42	1,16	ACCI	S.P.C	0,27	0,43	4,21	2HA14+1HA12
	Au		Nmin	-922,57	14,293	ELU	S.E.C	0	0		
	8 ^{eme}		Mmax	-316,22	64,16	ACCI	S.P.C	0	2,69		
Zone IV	9 ^{eme}	30X35	Nmax	18,90	-9,46	ACCI	S.P.C	0	1,02	3,39	3HA12
			Nmin	-219,51	16,814	ELU	S.E.C	0	0		
			Mmax	-43,65	26,419	ACCI	S.P.C	0	1,56		

Tableau VI.14 : de ferrailage des poteaux sens transversale (M₃)

Résumé VI.3:

La section totale du poteau doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d $\implies (2A_1+2A_2) \geq A_{min}$

Tableau récapitulatif

Niveaux	Section (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²) (2A ₁ +2A ₂)	A _{min} (cm ²)	obs	Chois des armatures
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	Zone I 45x50	20,10	18	Vérifiée	10HA16
Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme}	Zone II 45x40	15,40	14.4	Vérifiée	10HA14
Du 6 ^{eme} au 8 ^{eme}	Zone III 35x40	12.94	11.2	Vérifiée	4HA14+6HA12
9 ^{eme}	Zone IV 30x35	9,04	8.4	Vérifiée	8HA12

Tableau VI.15: Ferrailage des poteaux

Résumé N°1 :

A_{s2}: armatures dans le sens yy.

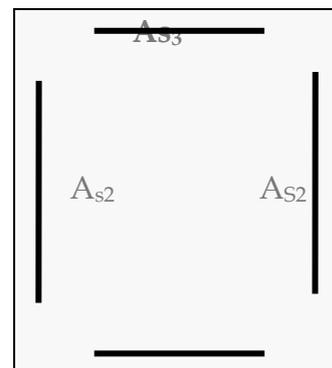
A_{s3}: armatures dans le sens xx.

Ferrailage des poteaux (45x50) :

Sens xx : A_{s2 max} = 5,41 cm²

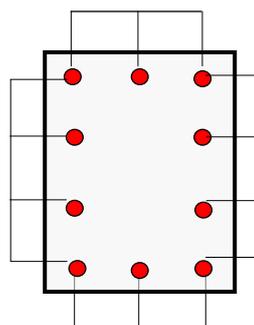
Sens yy : A_{s3 max} 7.81 cm²

On opte pour le ferrailage suivant :



A_{s3} = 3HA16 = 6,03cm²

A_{s2} = 4HA16 = 8,04cm²



A_{s2} = 4HA16 = 8,04cm²

A_{s3} = 3HA16 = 6.03cm²

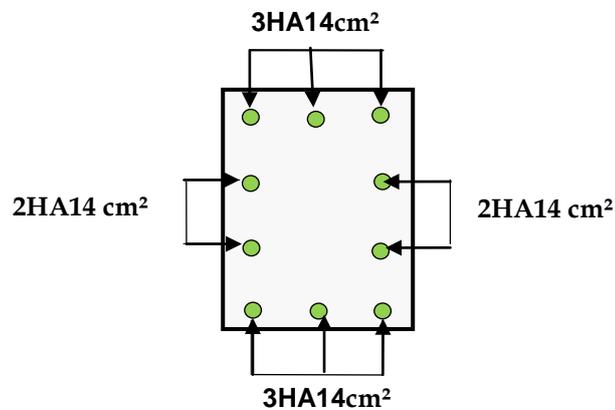
La section totale de 10HA16 = 20,10 cm² est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s\ min} = 18\text{cm}^2$)..... La condition est vérifiée

➤ Ferraillage des poteaux (40x45):

Sens xx : $A_{S2\ max} = 4.44\ \text{cm}^2$

Sens yy : $A_{S3\ max} = 2.25\ \text{cm}^2$

On opte pour le ferraillage suivant :

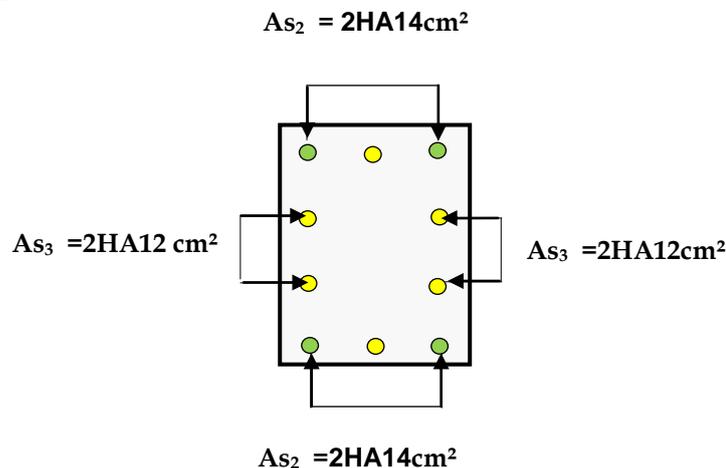


La section totale de 10HA14 = 15,4 cm² est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s\ min} = 14,2\text{cm}^2$)..... La condition est vérifiée

➤ Ferraillage des poteaux (35x40):

Sens xx : $A_{S2\ max} = 5.34\text{cm}^2$

Sens yy : $A_{S3\ max} = 4.21\ \text{cm}^2$



La section totale de $4HA14+6HA12 = 12.94 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 11.2 \text{ cm}^2$)..... La condition est vérifiée

➤ **Ferraillage des poteaux (30x35):**

Sens xx : $A_{s2 \text{ max}} = 3.39 \text{ cm}^2$

Sens yy : $A_{s3 \text{ max}} = 3.39 \text{ cm}^2$

On opte pour le ferraillage suivant :

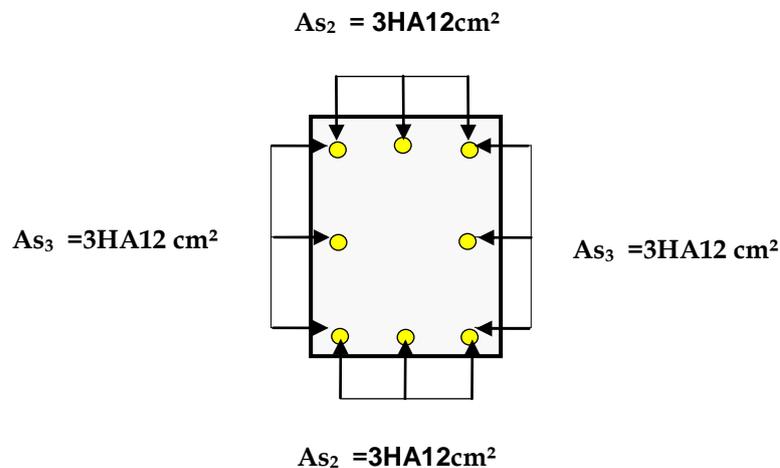


Fig VI 6. : Ferraillages des poteaux

La section totale de $8HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 8.04 \text{ cm}^2$)..... La condition est vérifiée

VI.3) Vérifications à l'ELU :

VI.3. a. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales " " est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

❖ Leur diamètre doit être tel que :

Φ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.333\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales, $f_e=400\text{MPa}$

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'élançement géométrique du poteau.

Telle que : $L_f = 0.7l_0$

l_f : La longueur de flambement du poteau.

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\text{Avec } \begin{cases} l_0=396\text{cm pour le RDC} \\ l_0=288\text{cm pour les étages courants.} \end{cases}$$

❖ Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est

fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t \leq \min \left(0\Phi_1^{\min}, 15\text{cm} \right) = \min \left(0 \times 1,2; 15\text{cm} \right) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 12\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Avec : $\Phi = 12$ cm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

▣ **Calcul de λ_g et de $A_{t \min}$:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\frac{I}{B}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7l_0 \quad \text{avec } l_0 = 288 \text{ cm pour les différents étages}$$

🌀 Poteaux (30x35) :

$$\lambda_g = 5,76 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(bxst)} = 0.3\%$$

$$A_{\min} = 0.3\% S_t \times b$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 12 = 1,26 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

🌀 Poteaux (35x40) :

$$\lambda_g = 7,20 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(bxst)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 12 = 1,26 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

🌀 Poteaux (40x45) :

$$\lambda_g = 6,40 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(bxst)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 12 = 1,44 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

🌀 Poteaux (45x50) pour le RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\frac{I}{B}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7l_0 \quad \text{avec } l_0 = 396 \text{ cm pour RDC}$$

$$\lambda_g = 7,92 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{(bxst)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 12 = 1,62 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ **Remarque :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de ($10\Phi = 8 \text{ cm}$) minimums.

❖ **Longueur de recouvrement :**

- * Zone I : $L_R = 40\Phi_{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- * Zone II : $L_R = 40\Phi_{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- * Zone III : $L_R = 40\Phi_{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- * Zone IV : $L_R = 40\Phi_{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

* Au niveau des poutres :

 $L' = 2 \times h$; h : hauteur de la poutre

* Au niveau des poteaux :

 $h' = \max (h_e / 6 , b1, h1, 60\text{cm})$.

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nu des poutres

 $h' = \max (276/6 , 45, 45, 60 \text{ cm}) = 60\text{cm}$.❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_s = \frac{\phi_{\min} \cdot f_e}{4\tau_{su}}, \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5(\text{acierHA})$$

$$* \text{ Pour les HA12 : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42,32\text{cm}$$

$$* \text{ Pour les HA14 } = \frac{1,4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49,38\text{cm}$$

$$* \text{ Pour les HA16 } = \frac{1,6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44\text{cm}$$

❖ **VI.4) Vérification à L'ELS:**➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

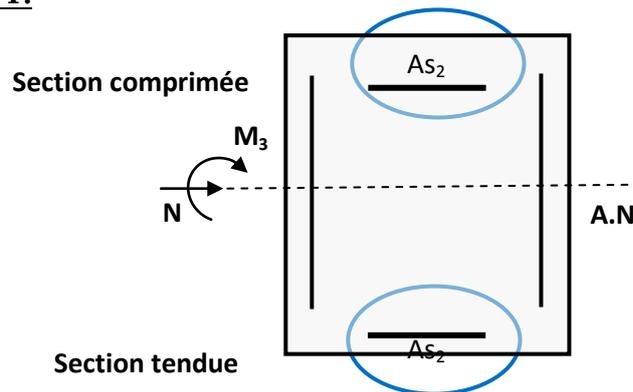
$$\bar{\sigma}_s = \underline{\underline{348 \text{ Mpa}}}$$

Contrainte admissible de l'acier :

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = \underline{\underline{15 \text{ Mpa}}}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions X-X et Y-Y.

➤ Sens Y-Y:



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{s\text{ inf}}$: Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{s\text{ sup}}$: Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens X-X.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

•Sens longitudinal des poteaux :

Section n	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{s\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{s\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
45x50	-334,96	1,858	20,10	1.39	1.24	15	C.V	20.7	18.7	348	C.V
	-1809,05	-0,101		7.09	7.09	15	C.V	106	106	348	C.V
	-1240,8	16,236		5,53	4,2	15	C.V	81,6	64,3	348	C.V
40x45	-172,87	1,626	15,40	0.95	0.76	15	C.V	14	11.6	348	C.V
	-1218,37	0,238		6.01	5.99	15	C.V	90.2	89.9	348	C.V
	-639,38	15,833		4.07	2.23	15	C.V	58.9	35.6	348	C.V
40x35	-52,08	-0,414	12,94	0.36	0.26	15	C.V	5.33	4.47	348	C.V
	-675,75	0,515		4.28	4.2	15	C.V	64.1	63.1	348	C.V
	-245,2	15,371		2.82	0.25	15	C.V	39	7.19	348	C.V
35x30	7,71	0,173	9,04	0.09	0.04	15	C.V	1.25	0.7	348	C.V
	-162,91	0,711		1.47	1.28	15	C.V	21.7	19.5	348	C.V
	-115,40	13,355		2.99	0	15	C.V	38.1	- 15.3	348	C.V

Tableau VI.16): vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens longitudinal M_2 .

•Sens transversal des poteaux :

Section n	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{s\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{s\ inf}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
45x50	-334,96	10,836	20,10	1,76	0,87	15	C.V	25.4	13.9	348	C.V
	-1809,05	1,066		7.13	7.05	15	C.V	106	105	348	C.V
	-946,58	27,866		4,86	2,56	15	C.V	70,4	40,9	348	C.V
40x45	-172,87	14,417	15,40	1.69	0.01	15	C.V	23.4	2.15	348	C.V
	-1218,37	7,198		6.42	5.58	15	C.V	95.3	84.7	348	C.V
	-522,88	26,377		4.11	1.04	15	C.V	58	19.2	348	C.V
40x35	-52,08	0,141	12,94	0.34	0.31	15	C.V	5.05	4,75	348	C.V
	-675,75	10,453		5.11	3.37	15	C.V	74.4	52.8	348	C.V
	-309,53	26,095		4.13	0	15	C.V	56.2	1.48	348	C.V
35x30	7,71	0,484	9,04	0.13	0	15	C.V	1.74	0.22	348	C.V
	-162,91	12,288		3	0	15	C.V	40.1	0.87	348	C.V
	-88,79	27,414		5.95	0	15	C.V	65.3	-126	348	C.V

Tableau VI.17): vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens transversal M_3 .

Résumé N°2 :

- ✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.....condition vérifiée

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 7,92 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (30 x 35)**

$$\tau_b = \frac{14,11 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,146 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T = 14,11 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

- **Poteaux (35 x 40)**

$$\tau_b = \frac{41,226 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,318 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T = 41.22 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

- **Poteaux (40 x 45)**

$$\tau_b = \frac{57,88 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,344 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T = 57,88 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

• Poteaux (45 x 50)

$$\tau_b = \frac{67,10 \times 10^3}{450 \times 470} = 0,317 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T = 67,10 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

→ Les contraintes tangentielles sont..... vérifiées.

VI.5) Vérification de la Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Avec :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c25} = 2.1 \text{ MPa}$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} \text{ [MPa}^{-1} \text{]}$
- $d = h - c$

les vérifications sont résumées comme suite :

•Sens transversale des poteaux :

Sectio n	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	OBS
45x50	-334,96	1,858	0.0005	7.5	20,10	C.V
	-1809,05	-0,101	0.00005	7.34		
	-1240.8	16.236	0.013	7.38		
40x45	-172,87	1,626	0.009	5.849	15,40	C.V
	-1218,37	0,238	0.00019	5.77		
	-639,38	15,833	0.024	5.73		
35x40	-52,08	-0,414	0.007	4.86	12,94	C.V
	-675,75	0,515	0.0007	4.632		
	-245,2	15,371	0.062	4.42		
30x35	7,71	0,173	0.022	3,56	9,04	C.V
	-162,91	0,711	0.004	3,35		
	-115,40	13,355	0.1157	3,12		

Tableaux VI.18 : vérification de la condition de non fragilité selon M₃

- Sens longitudinal des poteaux :

Section <i>n</i>	N_s (KN)	M_s (KN.m)	$e_s(m)$	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	OBS
45x50	-334,96	10.836	0,032	6,467	20,10	C.V
	-1809,05	1.066	0.0005	6,352		
	-946.58	27.866	0.029	7,632		
40x45	-172,87	14,417	0.08	5,302	15,40	C.V
	-1218,37	7,198	0.0059	5,210		
	-522,88	26,377	0.0504	6,526		
35x40	-52,08	0,141	0.0027	4,311	12,94	C.V
	-675,75	10,453	0.0154	4,448		
	-309,53	26,095	0.0843	4,26		
30x35	7,71	0,484	0.0627	3,68	9,04	C.V
	-162,91	12,288	0.0754	3,26		
	-88,79	27,414	0.3087	3,13		

Tableaux VI.19 : vérification de la condition de non fragilité selon M_2

Résumé VI.4 :

Selon les deux sens (M3 et M2) on a :

- ✓ La condition de non fragilité est vérifiée
- ✓ Les vérifications à ELS sont vérifiées
- ✓ Les vérifications à ELU sont vérifiées :
 - Espacement des armatures selon le RPA
 - Armatures transversales

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales sont disposées comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 10 barres

Poteaux avec 08 barres



Les crochets ont une longueur de 10cm.

Partie 3 :
ferraillages des voiles.

INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en quatre zones de calcul :

- Zone I : Niveaux RDC et 1^{ère}, 2^{ème} étages
- Zone II : Niveaux 3, 4 et 5
- Zone III : Niveaux 6, 7 et 8
- Zone V : Niveaux 9.

❖ **Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : ELU : $1.35G+1.5Q$
 ELS : $G+Q$

Selon le RPA 2003 : $(G + Q \pm E, 0.8G \pm E)$.

VII.1) Ferrailage des voiles :

❖ **Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V=V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée qui égale à $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

➤ **Section entièrement comprimée :**

a) Ferrailage d'une section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

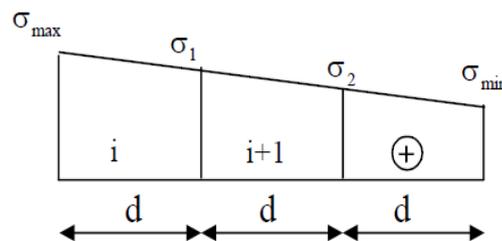


Figure VI.7 : Diagramme des contraintes(SEC)

Avec : e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

✓ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e$$

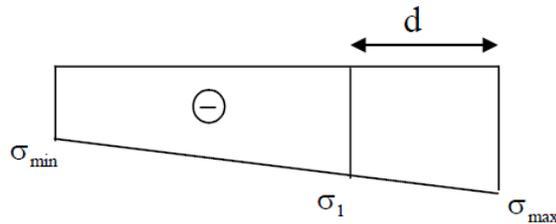


Figure VI.8 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_c} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

➤ Ferrailage section partiellement comprimé

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d_3 \cdot e$$

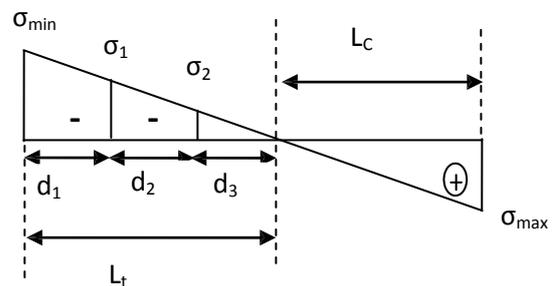


Figure VI.9 : Diagramme des contraintes(S.P.T)

La section d'armatures est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

- **Exigences de R PA 99 révisé 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1% de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle pour un mètre carré.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée 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.

- **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des bouts de voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est $\geq 4HA10$

- **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

- **Longueur de recouvrement**

Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $0,10$ de l'épaisseur du voile.

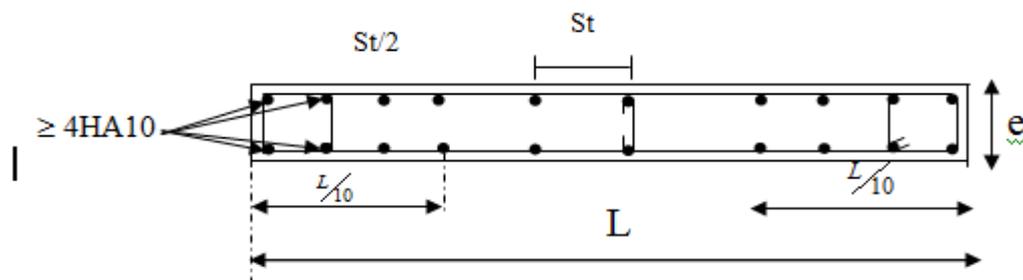


Figure VI.10: **Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

VII.2) Vérifications :❖ **Vérification à L'ELS**

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement****1- Selon le RPA99 (version 2003)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

✂ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone I :

$L = 4.80 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = 2892,49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6848,28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **Calcul de "d" :**

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{2892,49}{2892,49 + 6848,28} \times 4,80 = 1,43m$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

Ce qui donne $L_t = L - L_c = 4,80 - 1,43 = 3,37m$.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = 0,950m$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur(d) .

On adopte $d = 1,10m$

- **Calcul des contraintes "σ1" : "σ2"**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(3,37 - 1,10) \times 6848,28}{3,37} = 4616,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 \times d}{L_t - d} = \frac{4616,02 \times 1,10}{2,27} = 2232,26 \text{ kN/m}^2$$

- **Détermination des efforts normaux "Nu1" ; "Nu2" : "Nu3"**

$$N_{U1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6848,28 + 4616,02}{2} \times 1,10 \times 0,20 = 1261,07 \text{ KN}$$

$$N_{U2} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \times d \times e = \frac{4616,02 + 2232,26}{2} \times 0,2 \times 1,10 = 753,311 \text{ KN}$$

$$N_{U3} = \frac{\sigma_2}{2} \times d \times e = \frac{2232,26 \times 1,10 \times 0,2}{2} = 245,88 \text{ KN}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{v1} = \frac{N_{U1}}{\sigma_s} = \frac{1261.07}{348} \times 10 = 36.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{U2}}{\sigma_s} = \frac{753.311 \times 10}{348} = 21.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{v3} = \frac{N_{U3}}{\sigma_s} = \frac{245.88 \times 10}{348} = 7.06 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{(1.4VU)}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 669,89}{400} \times 10 = 25.790 \text{ cm}^2$$

○ **1^{ere} bande:**

$$\Rightarrow \dot{A}_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = 24,57 \text{ cm}^2$$

Soient 13HA16 = 26,13 cm² avec un espacement : S_t=8.5cm

Donc :

-Pour la 1^{ere} bande on opte : 2X (13HA16) = 52,26cm²

○ **2^{eme} bande :**

$$\Rightarrow \dot{A}_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = 17.27 \text{ cm}^2$$

Soient 9HA16 = 22.11 cm² avec un espacement : S_t=15cm

Donc :

-Pour la 2^{eme} bande on opte : 2X (9HA16) = 44.22 cm²

○ **3^{eme} bande :**

$$\Rightarrow \dot{A}_3 = \frac{A_{v3}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.98 \text{ cm}^2$$

Soient 6HA16 = 12.06 cm² avec un espacement : S_t=20cm

Donc :

-Pour la 3^{eme} bande on opte : 2X (6HA16) = 24.12 cm²

Vérification aux exigences de RPA

Pour la longueur (Lt) : $\dot{A}_v1 + \dot{A}_v2 + \dot{A}_v3 = 52.26 + 44.22 + 24.12 = 120.6 > A_{min} = 35.43 \text{ cm}^2$

• **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{60.3}{4} = 15,07 \text{ cm}^2$ /nappe

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \times B = 10,12 \text{ cm}^2$ /nappe

⇒ $A_{H\max} = 15.07 \text{ cm}^2$

Soit : 14HA12=15,82cm² avec un espacement de 20cm

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Donc on opte un ferrailage : **4 Epingles HA8/m²**

• **Vérification des contraintes :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par condition suivante:

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.20 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (RPA 99 corrigé)

$\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} = \frac{1.4T}{b \cdot d}$

Avec :

b_0 : Épaisseur du voile.

$d = 0.9 \cdot h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

Et $\bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\}$ (BAEL 91)

Application :

$\tau_b = \frac{1.4T}{0.9 \times h \times e} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$

$\tau_b = \frac{1.4 \times 669.86 \times 10^3}{0.9 \times 2880 \times 200} = 1,809 < 5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28} \Leftrightarrow \sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{Avec :}$$

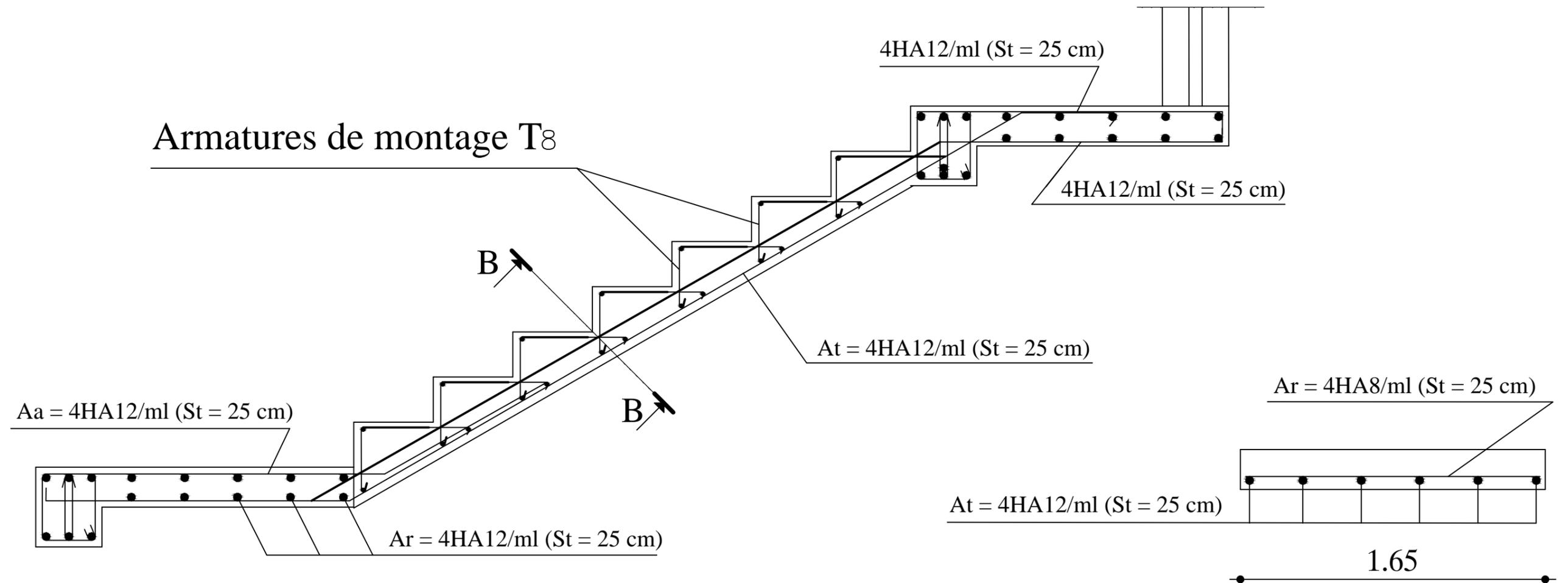
N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

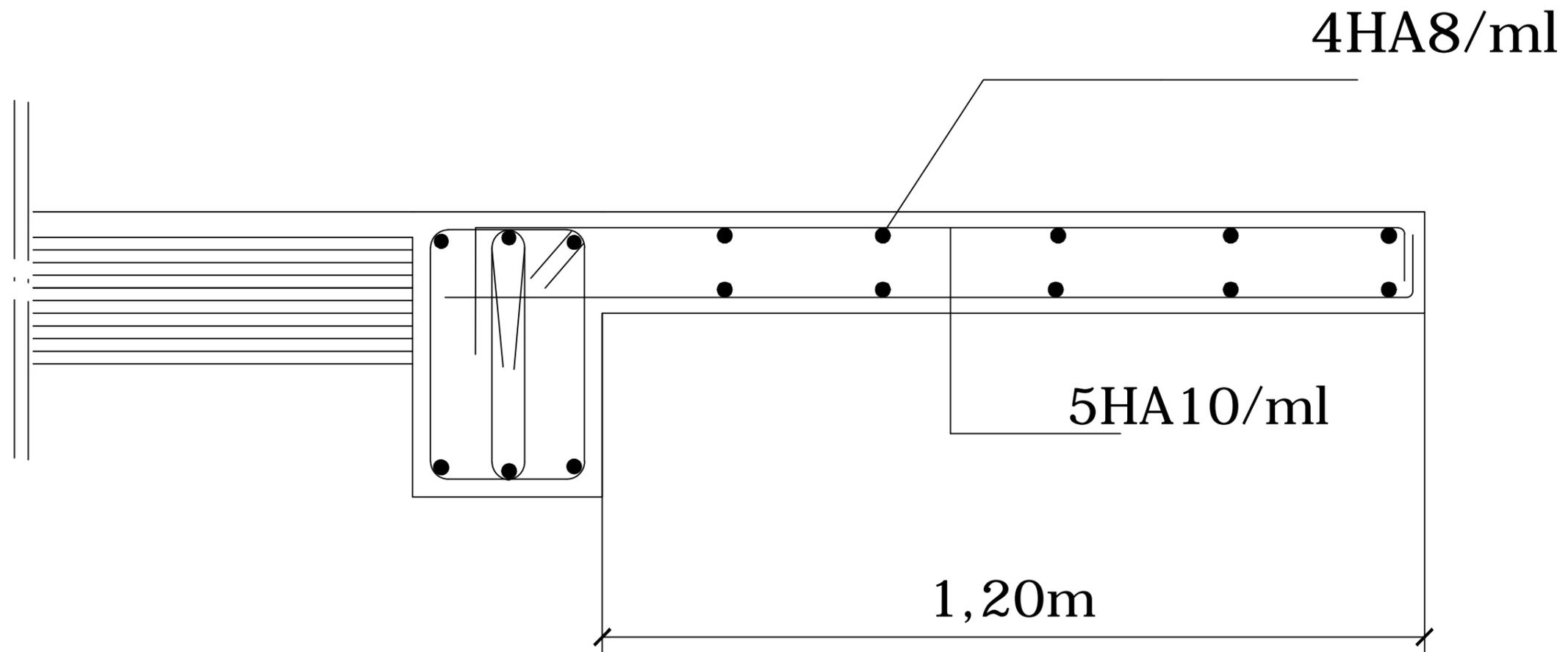
A : Section d'armatures adoptée (verticales).

$$\sigma_b = \frac{2773,20 \times 10^3}{0,96 \times 10^6 + 15 \times 60,3 \times 10^2} = 2,64 \text{MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

NB : les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivants.

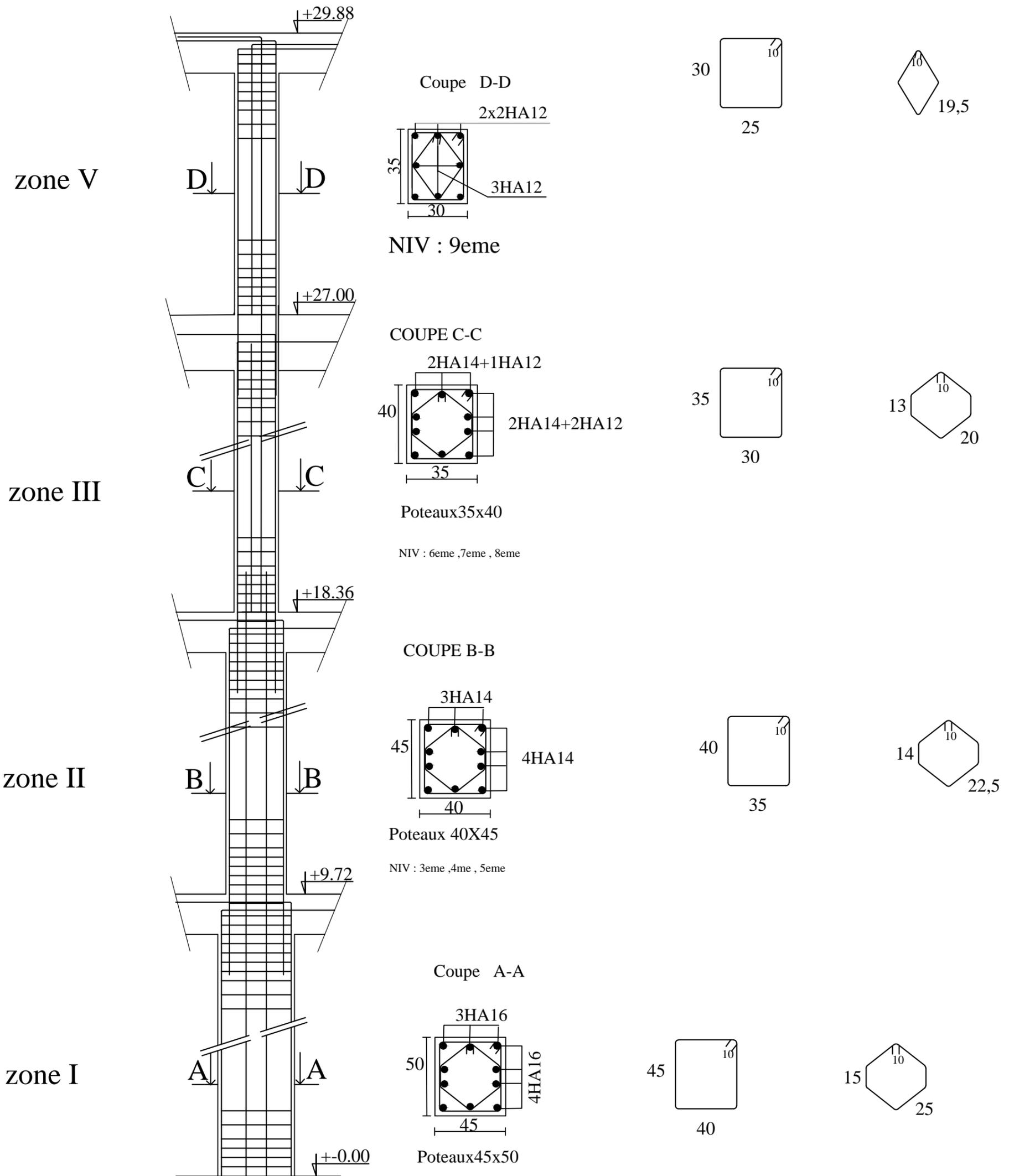


FERRAILLAGE DES ESCALIERS



F fdi V]ei Y 5 [Yf]YbbY 8 fa cWU]ei Y YhDcdi U]fY
 I blj Yfghf XY ACI @CI 8 A5AA9F=HIC
 : UW hf Xi ; fb]Y XY U 7cbgfi Wcb
 8 fdUfhYa YbhXY ; fb]Y Wj]

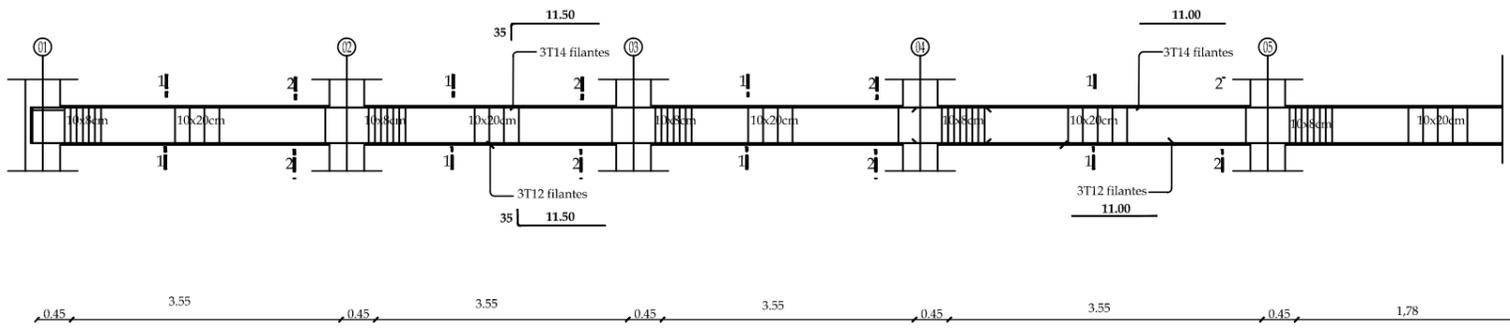
Dfc dcf dUf Mr: AIT AMMAR.R	Ferrailage du porte a faux	Plan :
9hi X]f dUf Mr: BELAID Abdeslam Mlle: AOUANECHE Nora		2013/2014



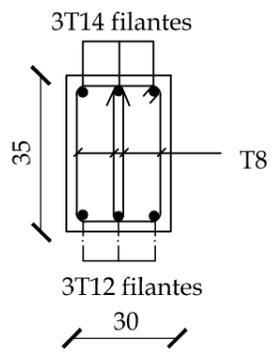
Ferrailages des poteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Mr BELAID Abdeslam Mlle AOUANECHÉ Nora	TITRE: ferrailage des poteaux	
DIRIGE PAR : Mr AIT AMMAR. R		
PROMOTION 2013-2014	RNCPÉJ GP À	ECHELLE

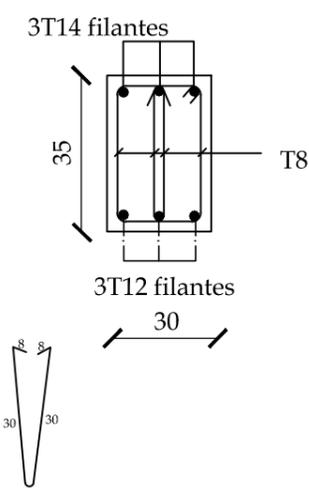
NIV:1er et 2eme



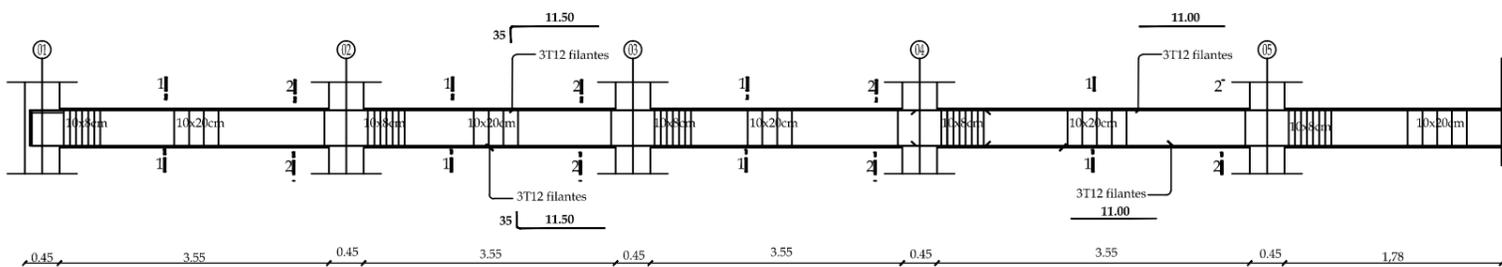
Coupe 1-1



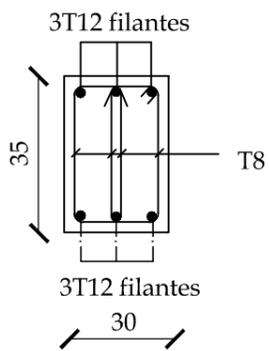
Coupe 2-2



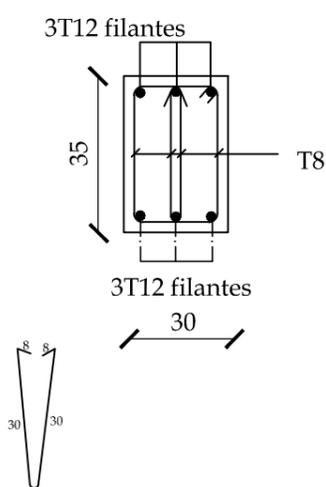
NIV:RDC



Coupe 1-1



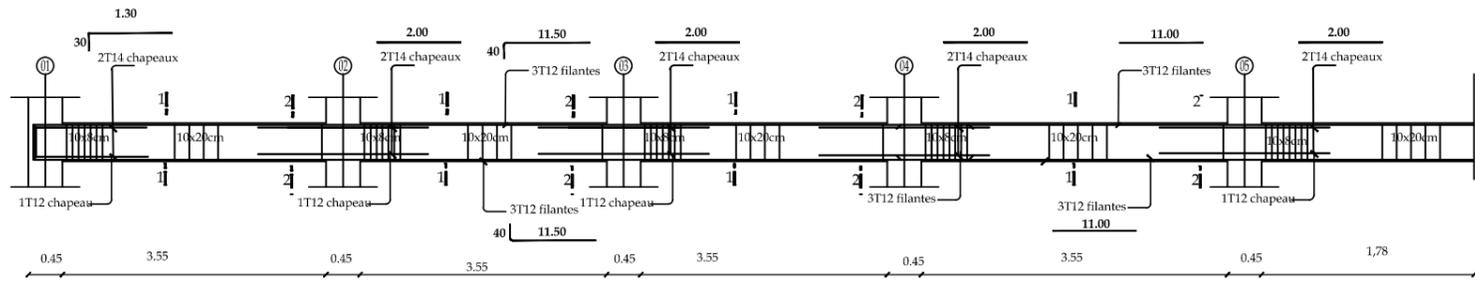
Coupe 2-2



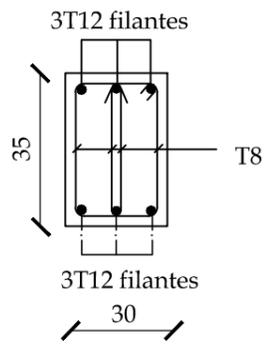
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: BALAID ABDESLAM AOUANECHÉ NORA	TITRE: Ferrailage des poutres Secondaires
DIRIGE PAR: Mr.AIT AMMAR	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHEN°
	ECHELLE

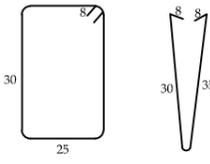
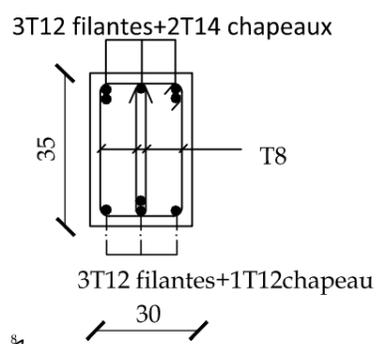
NIV:5eme,6eme,7eme,8eme



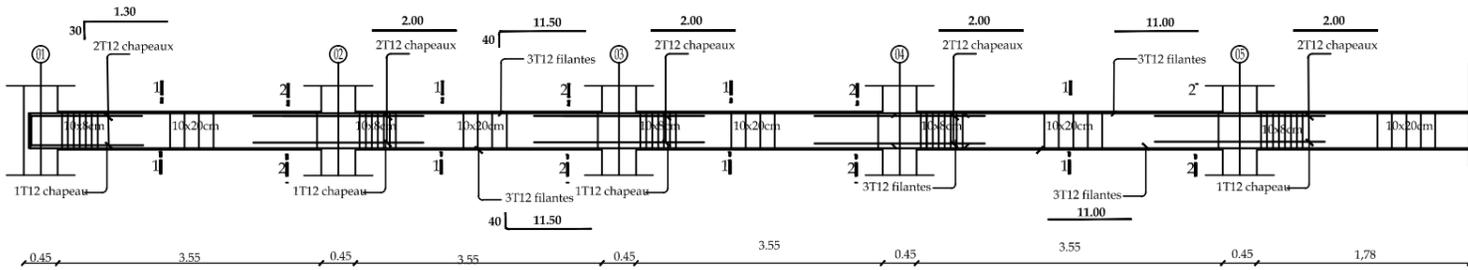
Coupe 1-1



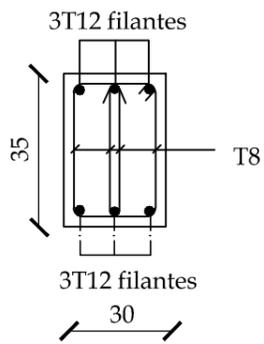
Coupe 2-2



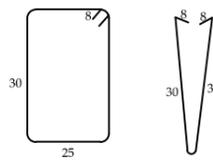
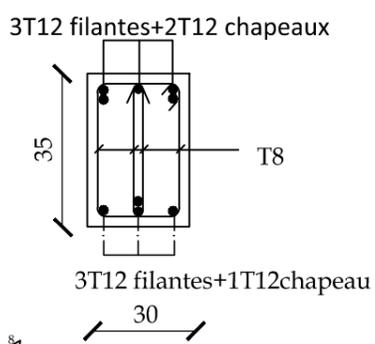
NIV:3eme et 4eme



Coupe 1-1



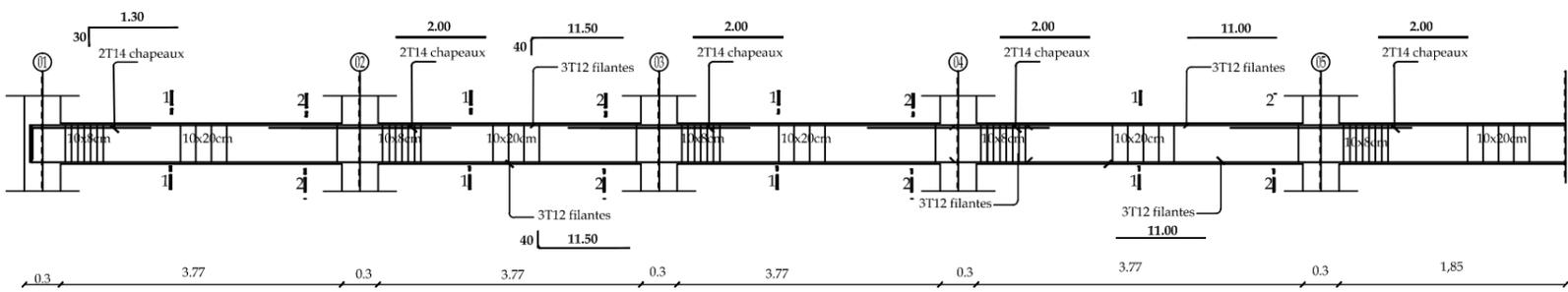
Coupe 2-2



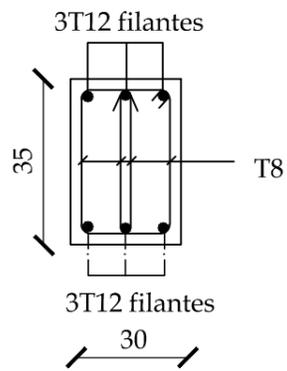
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: BALAID ABDESLAM AOUANECHÉ NORA	TITRE: Ferrailage des poutres secondaires
DIRIGE PAR: Mr.AIT AMMAR	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
	ECHELLE

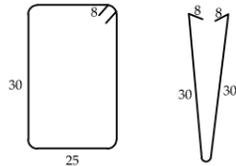
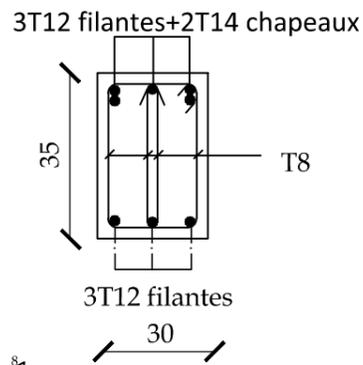
NIV:9eme



Coupe 1-1



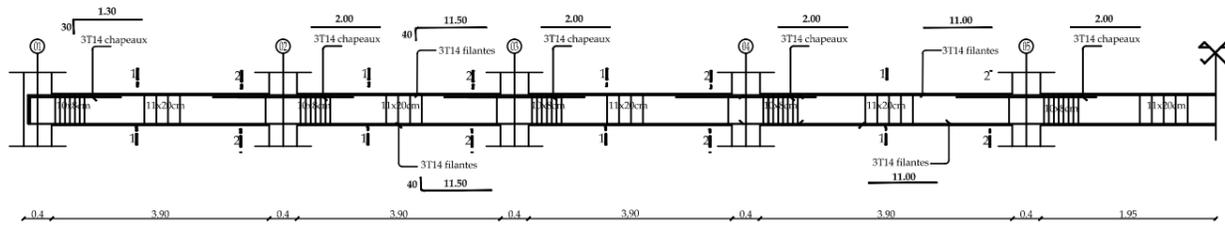
Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

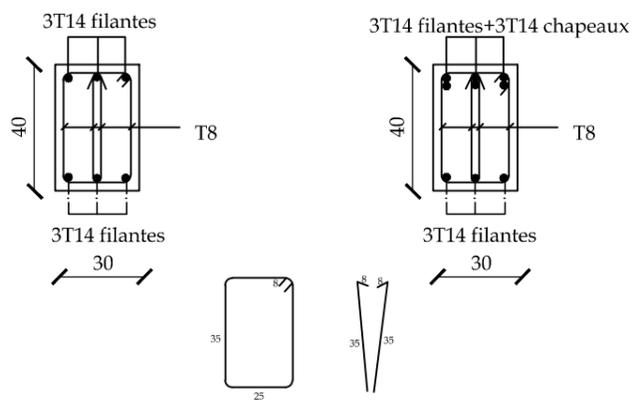
ETUDE PAR : BALAID ABDESLAM AOUANECHÉ NORA	TITRE: Ferrailage des poutres secondaires	
DIRIGE PAR : Mr. AIT AMMAR	PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
		ECHELLE

NIV : 5eme,6eme,7eme.

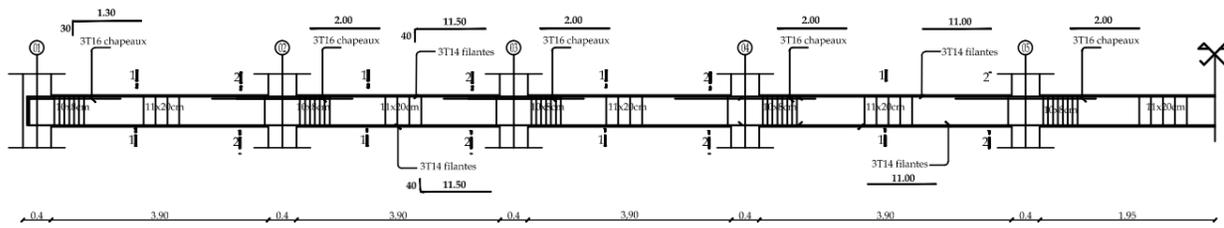


Coupe 1-1

Coupe 2-2

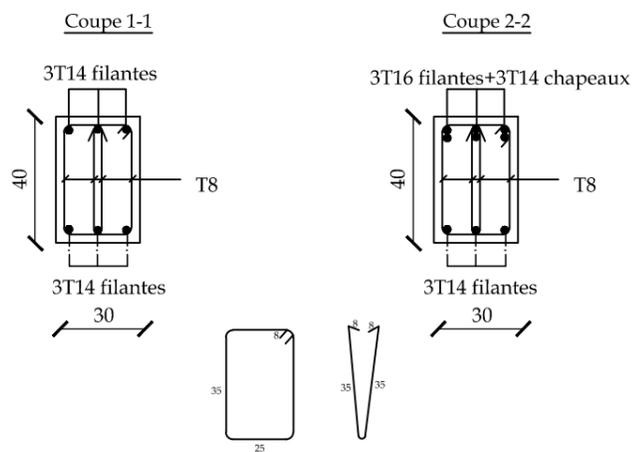


NIV: 8eme,9eme



Coupe 1-1

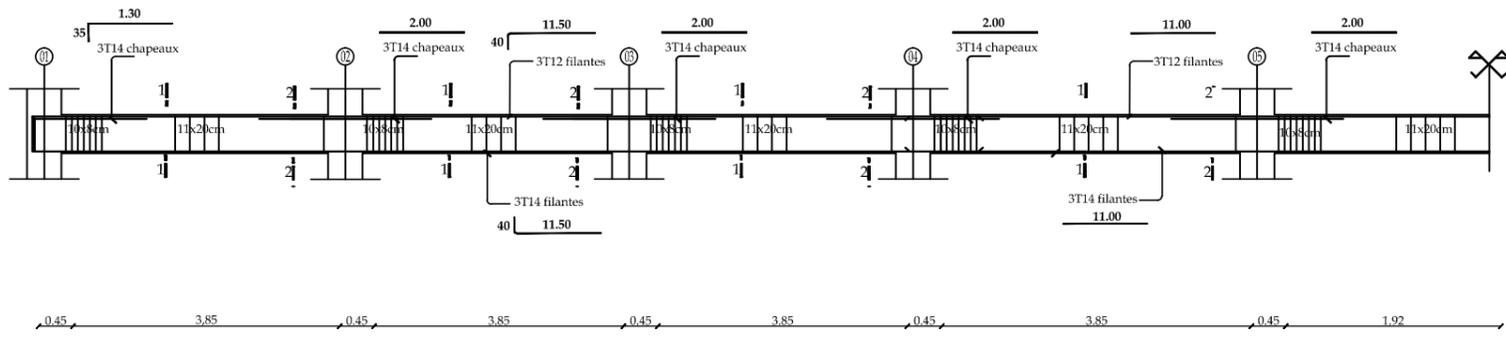
Coupe 2-2



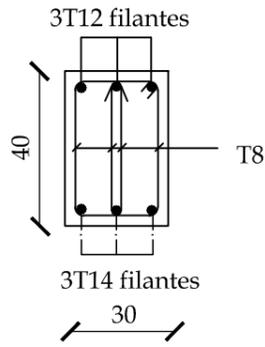
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: BELAID ABDESLAM AOUANECHÉ NORA	TITRE: Ferrailage des poutres Principales
DIRIGE PAR: Mr. ATT AMMAR	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
	ECHILLE

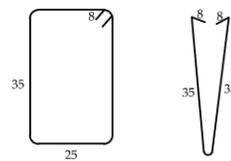
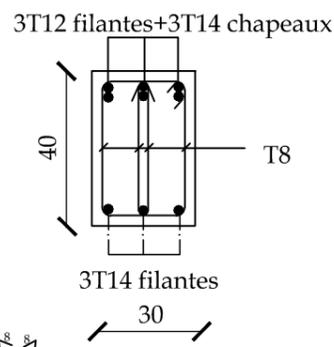
NIV:3eme et 4eme



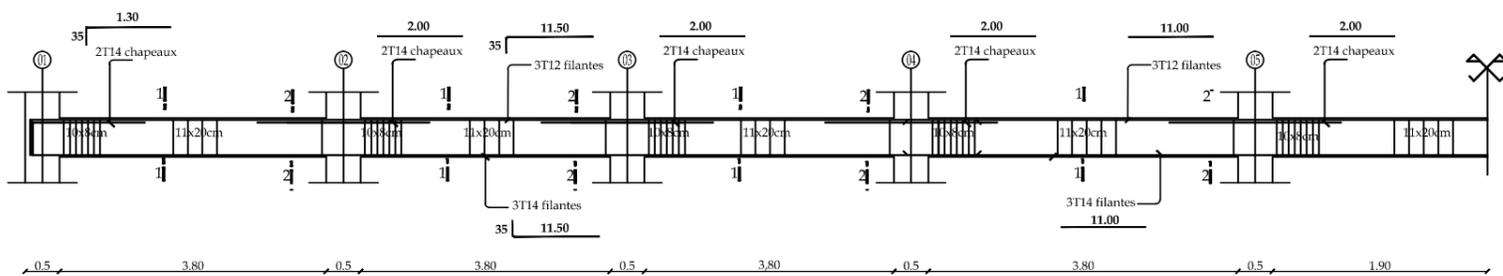
Coupe 1-1



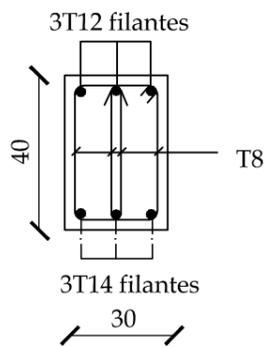
Coupe 2-2



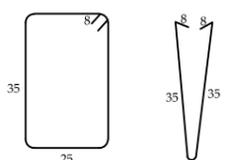
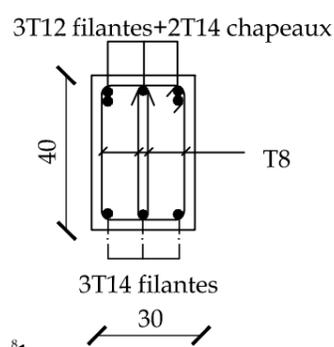
NIV:RDC ,1 er ,2eme:



Coupe 1-1



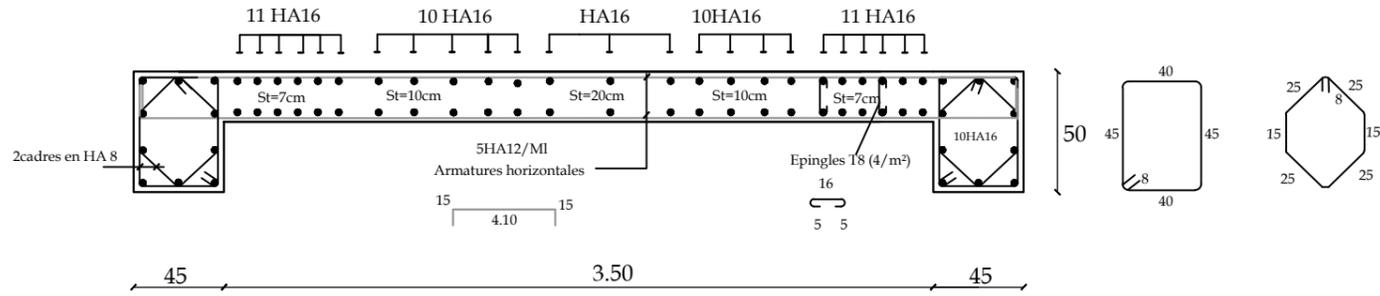
Coupe 2-2



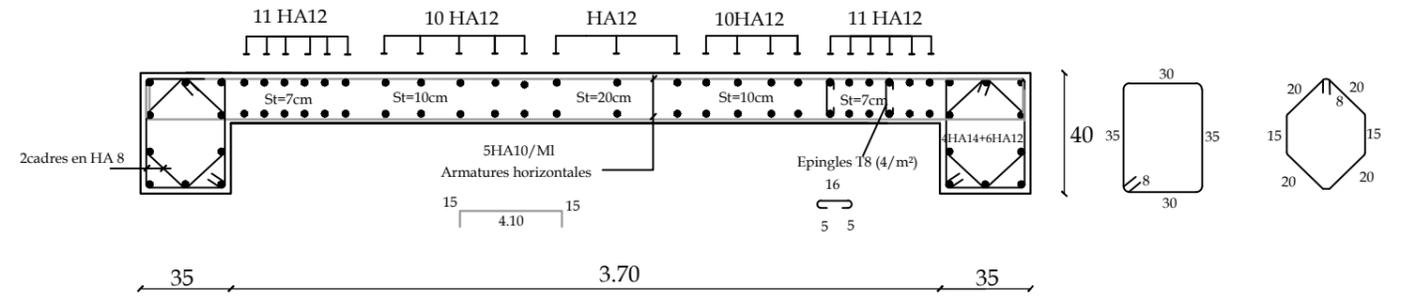
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: BALAID ABDESLAM AOUANECHE NORA	TITRE: Ferrailage des poutres Principales
DIRIGE PAR: Mr.AIT AMMAR	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
	ECHELLE

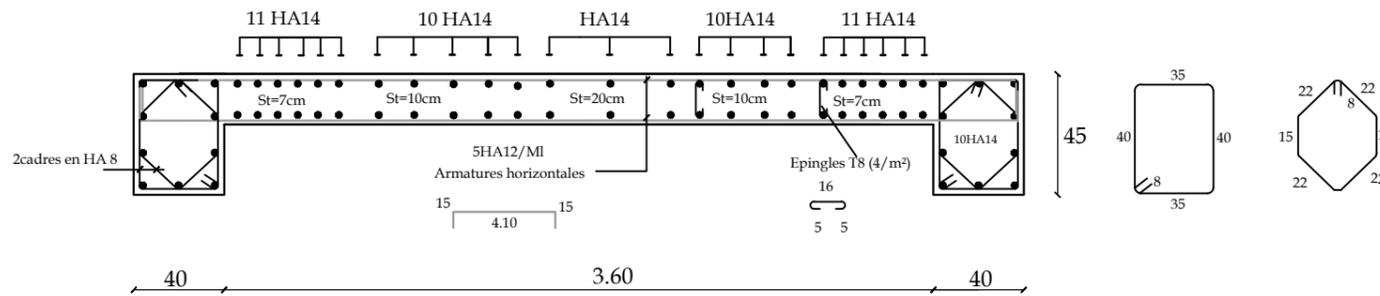
niveau RDC,1 et 2 :Voile VL7,VL8,VL9



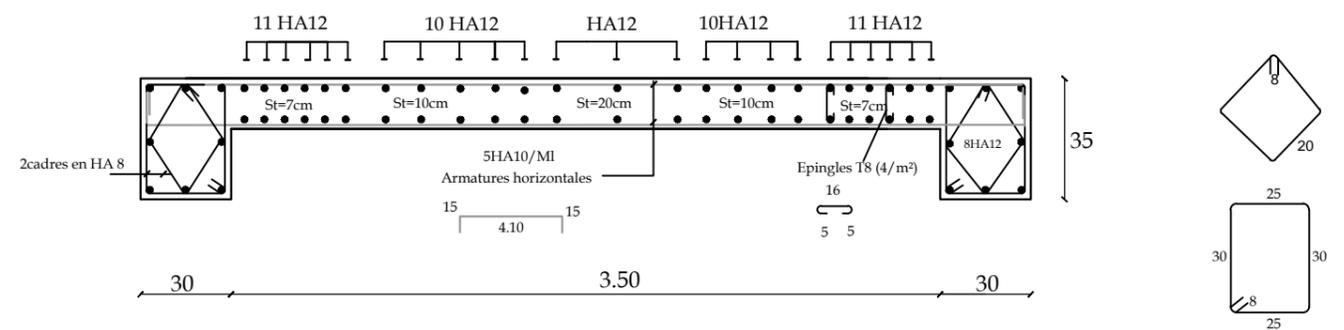
niveau 6eme,7eme et 8eme :Voile VL7,VL8,VL9



niveau 3eme,4eme et 5eme :Voile VL7,VL8,VL9



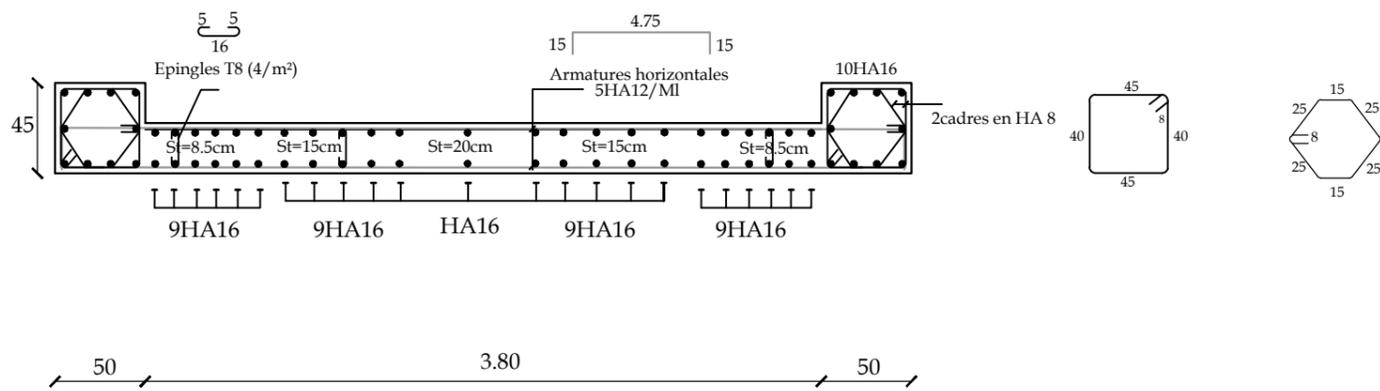
niveau 9eme :Voile VL7,VL8,VL9



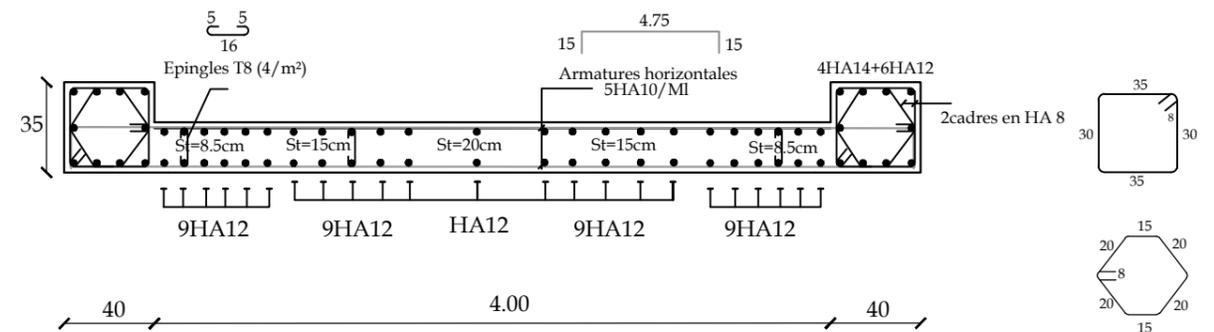
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr BELAID Abdeslam Mlle AOUANECHÉ Nora	<u>TITRE:</u> Ferrailage des voiles Horizontaux	
<u>DIRIGE PAR:</u> Mr AIT AMMAR. R		
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°	ECHELLE

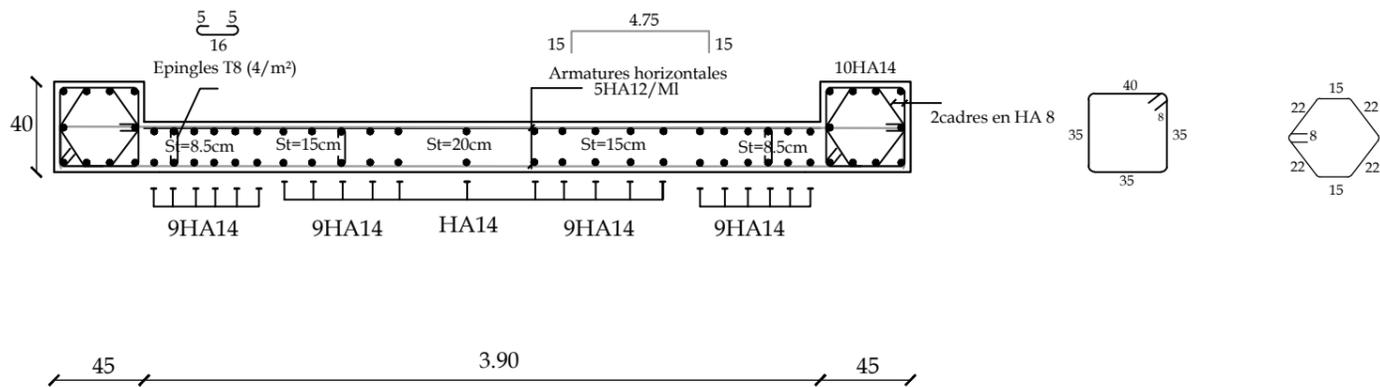
(RDC,1er et 2eme étage VT1.....VT13



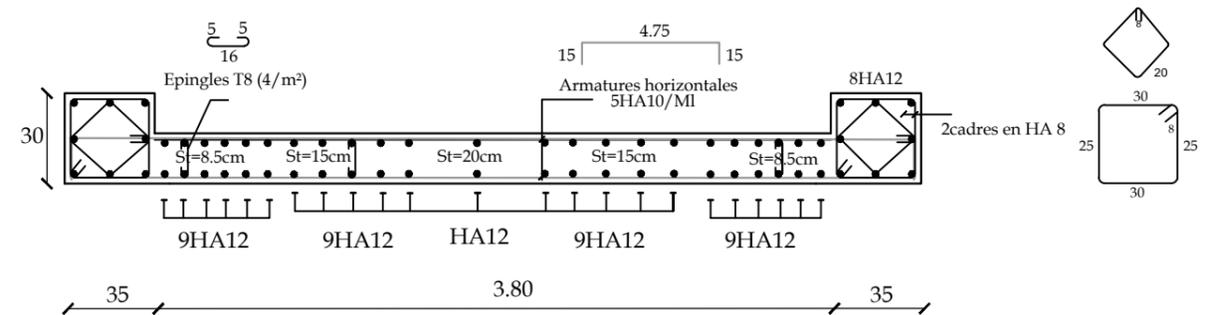
6eme,7eme et 8eme étage VT1.....VT13



(3eme,4eme et 5eme étage VT1.....VT13



9eme étage VT1.....VT13



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr BELAID Abdeslam
 Mlle AOUANECHÉ Nora
 DIRIGE PAR :
 Mr AIT AMMAR. R

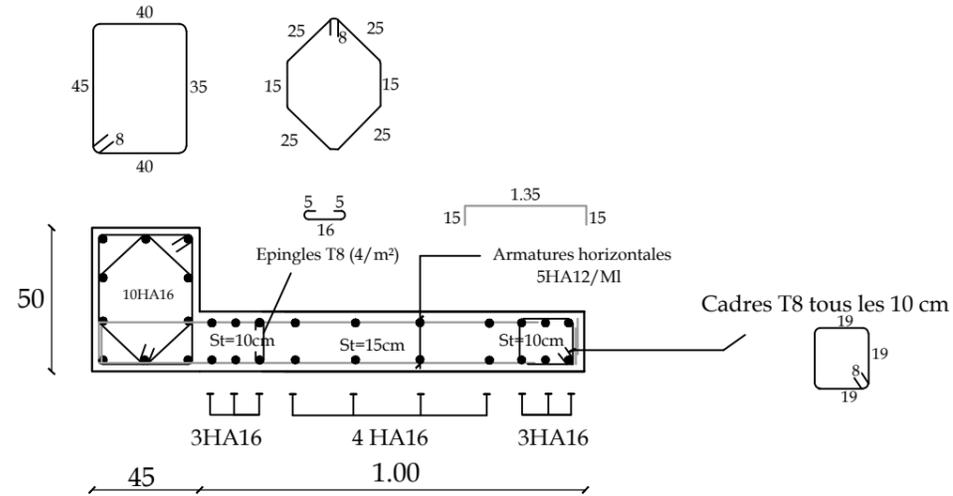
TITRE:
**Ferrailage des voiles
 transversaux**

PROMOTION 2013-2014

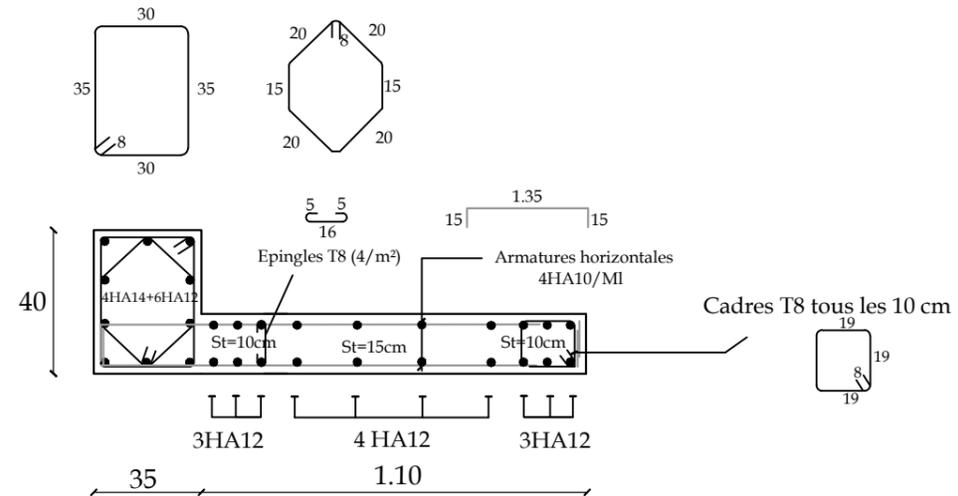
PLANCHE N°

ECHELLE

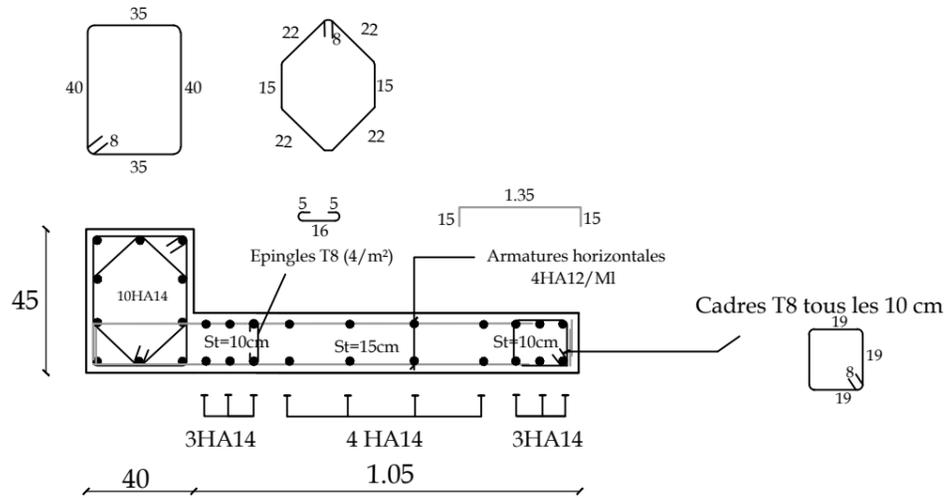
niveau RDC,1 et 2eme étage



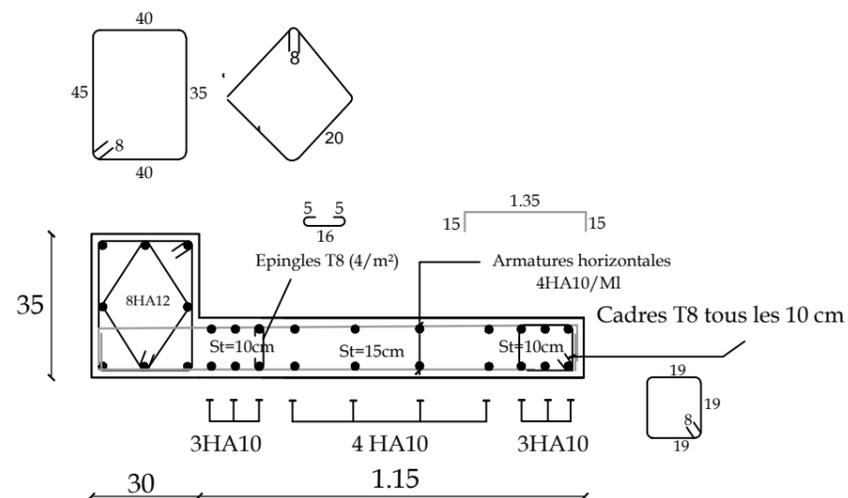
niveau 6eme,7em et 8eme étage



niveau 3eme,4eme et 5eme étage



niveau: 9eme étage



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr BELAID Abdeslam
 Mlle AOUANECHE Nora
DIRIGE PAR :
 Mr AIT AMMAR. R

TITRE:
**Ferrailage des bouts de voiles
 Horizontaux**

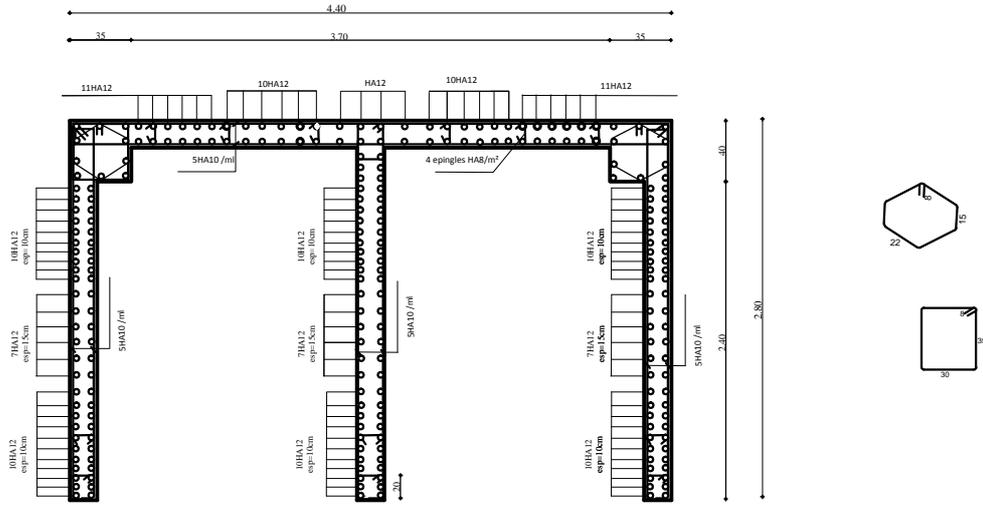
PROMOTION 2013-2014

PLANCHE N°

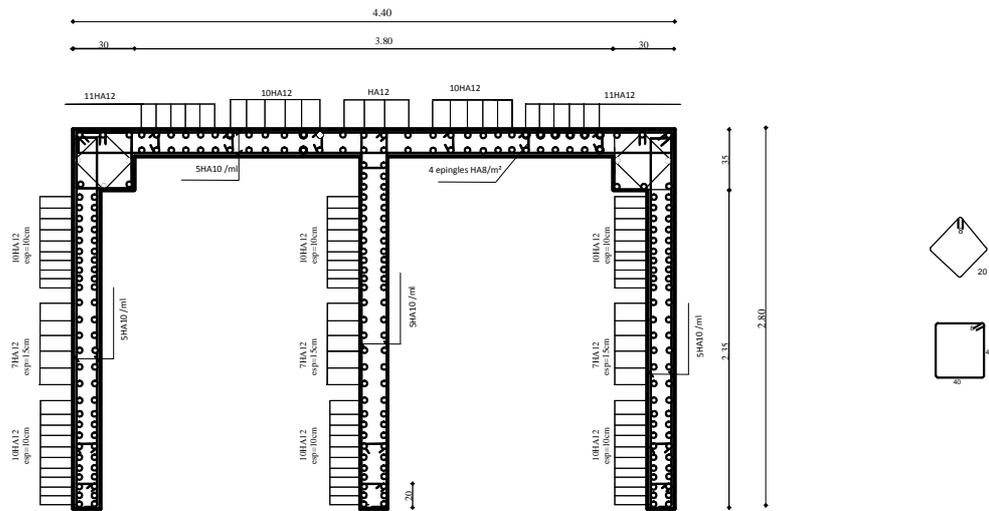
ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

NIVEAUX : 6eme,7eme et 8eme étage



NIVEAU: 9eme étage



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LE CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr BELAID Abdeslam
Mlle AOUANECHÉ Nora

DERIGE PAR:
Mr.AIT AMMAR

ferrailage des voiles
des cages d'ascenseur

CHAPITRE VII

Etude de

l'infrastructure

VII.1) Introduction :

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent des efforts apportés par la superstructure :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2) Reconnaissance :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

☀ Présentation du site :

- ✓ Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé à : **Tizi ouzou**
- ✓ Le terrain est réservé à la : **construction**.

VII.3) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2bars$, à une profondeur de **1.5m**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage ;
- ✓ La facilité de l'exécution ;
- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ L'importance de la superstructure ;

✓ L'économie

VII.5 Dimensionnement :

VII.5.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal :

Voiles	N_s	σ_{SOL}	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1, 2,3,4,5,8,10,11,12,13	3788,5	200	4,8	3,94	10x(18,91)
VL6, 7,9	1298,28	200	2,80	2,32	3x(6,496)
somme					208,608

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Sens longitudinal :

Voiles	N_s	σ_{SOL}	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VH1,2,3,4,5,6,10,11,12,13,14,15	1138,69	200	1,425	3,995	12x(3,995)
VH9	3046,58	200	4,5	3,385	3.385
somme					51,325

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = S_L + S_H = 208,608 + 51,325 = 259,933\text{m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

VII.5.2 semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du 1^{er} niveau

$$A \times B \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{45} = 1.111 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \times \bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{K \times N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{Ser} = 1809,05 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_{ser} = 1809,05 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A = \sqrt{\frac{1809,05 \times 1,111}{200}} = 3,17 \text{ m}$$

$$B = \sqrt{\frac{1809,05}{1,111 \times 200}} = 2,853 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc il y'aura risque de Chevauchements, alors il faut passer aux semelles filantes.

VII.5.3) Vérification des semelles filantes sous poteaux :

➤ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

L'excentricité :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

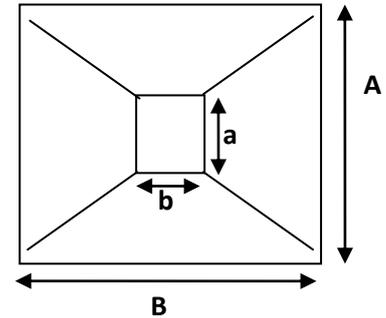


Fig.VII-1: Vue en plan de la semelle

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Réparation trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \sqrt{4}}{\sigma_{SOL}}$$

☞ Exemple de calcul :

poteaux	Ns	e _i	N _i x e _i	M ₃
1	1413,58	12,9	-18235,182	-2,72
2	1780,59	8,6	-15313,074	-1,457
3	1809,05	4,3	-7778,915	1,066
4	1723,25	0	0	0,44
5	1790,34	-4,3	7698,462	1,279
6	1778,55	-8,6	15295,53	-1,405
7	1427,41	-12,9	18413,589	-2,652
somme	11722,77		80,41	-5,449

Tableau VII-3 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

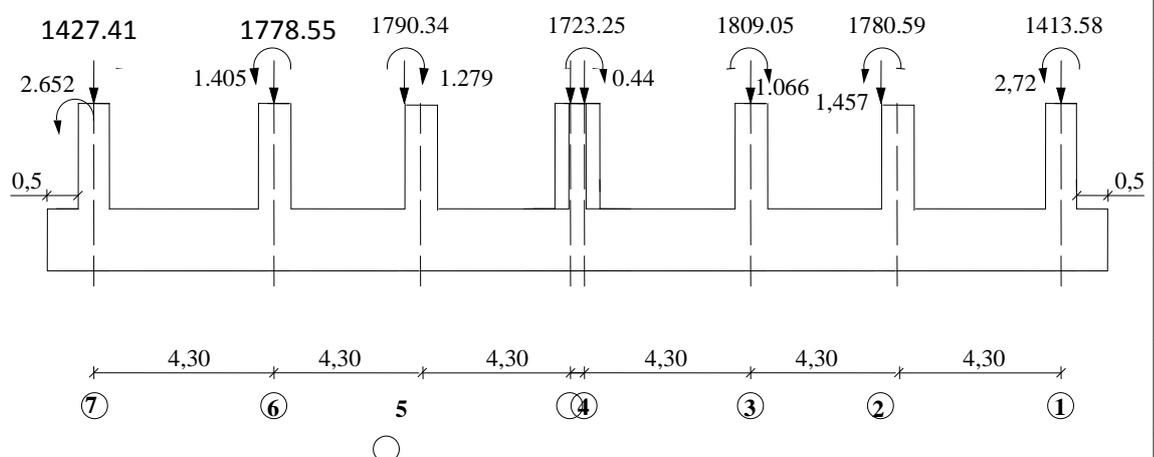


Fig.VII-2 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

✓ Détermination de la résultante des charges R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{80.41 + (-5.449)}{11722.77} = 0,006m$$

✓ Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0,006 \leq \leq \left(\frac{l}{6} \Leftrightarrow \frac{25.8}{6} \right) = 4.30m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

✓ Calcul de la largeur B :

- Répartition trapézoïdale

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{11722.77}{25.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{25.8} \right) = 454.687 \text{ KN} / m^2$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{454.68}{250} = 1,818m \Rightarrow B = 1,90m$$

$$\Rightarrow S_p = B \times L = 1,90 \times 25,80 = 49.02m^2 \Rightarrow \text{(Surface d'une seule file porteuse)}$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = 49.02 \times 8 + 259,933 = 652,093 m^2$$

Remarque

Etant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupent plus de 50% de l'assise donc en ajoutant l'autre sens, la surface totale va dépasser les 50% de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 30,8 \times 28.60 = 880,88m^2$

- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal : $S_t = 652,093m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{652,093}{880.88} = 74,027\%$$

Résumé VII.1 :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous **opterons pour un radier général.**

VII.6.1) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol (sous pression du sol).

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- ✓ Facilité de coffrage
- ✓ Rapidité d'exécution
- ✓ Coût élevé de l'opération.

VII.6.2) Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :**☐ Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \text{avec } L_{\max} : \text{distance maximale entre deux nervure successives}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm}$$

On prend $h=60\text{cm}$

☐ Sous poteaux :**☐ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

La hauteur minimale est de 25cm

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \text{avec } L_{\max} : \text{distance entre axe de deux poteaux}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.50\text{cm} \Rightarrow$$

On prend : $h_d = 25\text{ cm}$

□ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{430}{10} = 43\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } h_n = 45\text{cm}$$

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 45 \leq b_n \leq 0,7 \times 45$$

$$\Rightarrow 18 \leq b_n \leq 31,5\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 30\text{cm}$$

La hauteur totale sous poteau est $h_t = h_d + h_n = 25 + 45 = 70\text{ cm}$.

d) Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifie : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale différée $E = 10819\text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,85\text{m}$$

Donc on prend une hauteur : $h = 90\text{cm}$

Résumé VII.2 :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_t = 90\text{ cm}$ (hauteur de la nervure) ;

$h_d = 25\text{ cm}$ (hauteur de la dalle du radier) ;

$b = 55\text{ cm}$ (largeur de la nervure).

VII.6.3. Détermination des efforts :

☐ **Combinaisons d'actions :**

L'ELU : $N_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q$

L'ELS : $N_{s1} = G + Q$

❖ Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

☐ Charge permanente : $G_{bat} = 83882,68 \text{ KN. (ETABS)}$

☐ Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 10228,25 \text{ KN. (ETABS)}$

A L'ELU : $N_{u1} = 1,35(83882,68) + 1,5 (10228,25) = 128583,993 \text{ KN}$

A L'ELS : $N_{s1} = 83882,68 + 10228,25 = 94110,93 \text{ KN.}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$E L U: S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{128583,993}{1,33 \times 210} = 483,39 m^2$$

$$E L S: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{94110,93}{200} = 470,55 m^2$$

$$D'où : E L U: S_{radier} = \max \left(S^{ELU}; S^{ELS} \right) = 470,55 m^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on ajoute un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} = \max \left(\frac{h}{2}; 30cm \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30cm \right) = 45cm$$

Soit un débord : **Ldeb = 50cm.**

$$S_{deb} = (L_{bati} + B_{bati}) \times 2 \times L_{deb}$$

Avec:

L_{bati} = longueur du bâtiment.

B_{bati} = largeur du bâtiment.

L_{deb} = longueur du débord

Application numérique :

$$S_{deb} = (30,80 + 28,60) \times 2 \times 0,4$$

$$S_{deb} = 47,52 m^2$$

$$S_{bati} = 880,88 m^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 880,88 + 47,52$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 928,40 m^2$

- Le poids du radier est calculé comme suit :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle = $S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho$ (Poids de la dalle)
 $= 928,40 \times 0,25 \times 25 = 5802,50 \text{ KN}$

Poids de la dalle = 5802,50KN

- Poids de la nervure = $b \times (h_n - h_d) \times \rho [(l_x \times n) + (L_y \times n)]$

n: nombre de files dans le sens considéré.

Poids de la nervure = $0,3 \times (0,45 - 0,25) \times 25 [(28,60 \times 7) + (30,80 \times 8)]$

Poids de la nervure = 669,90 KN

- Poids du (T.V.O) = $(S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times h_n \times \rho_{\text{TVO}}$
 $= (928,40 - 669,90) \times 0,45 \times 17$

Poids du (T.V.O) = 1977,52KN

- Poids de la dalle flottante = $S_{\text{rad}} \times h_{\text{df}} \times \rho$
 $= 928,40 \times 0,1 \times 25$

Poids de la dalle flottante = 2321,00KN

Donc :

$P_{\text{rad}} = 5802,50 + 669,90 + 1977,52 + 2321,00$

$P_{\text{rad}} = 10770,92 \text{ KN}$

□ **Charge permanente apportée sur le radier GT:**

$GT = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure})$

$G (\text{superstructure}) = 83882,68 \text{ KN.}$

$G (\text{infrastructure}) = 10770,92 \text{ KN}$

$GT = 83882,68 + 10770,92$

$GT = 94653,60 \text{ KN}$

- Surcharge apportée sur le radier QT:

$$QT = Q_{\text{Superstructure}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 10228.25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{rad}} \times 1.5(Q_{\text{ec}} \text{ du } 2^{\text{eme}} \text{ chapitre})$$

$$= 928.4 \times 1.5 = 1392.60 \text{ KN}$$

$$Q_t = 1392.60 + 10228.25 = 11620.85 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'action :

L'ELU : $N_u = 1.35 \times 94653.60 + 1.5 \times 11620.85 = 145213.635 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = 94653.60 + 11620.85 = 106274.45 \text{ KN}$

VII.6.4 Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot x f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$$

b = 100 cm ; d = 0,9 h_d = 0,9 x 25 = 22.5 cm

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{145213.635 \times 1}{928,4} \times \frac{4,3}{2} = 336,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{336,28}{1 \times 0,225} = 1494,61 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1.5 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \dots\dots\dots$ **condition vérifiée**

VII.6.5 Vérification de la stabilité du radier :

1. Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15,40m \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 14,30m$$

○ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30,80 \times 28,6^3}{12} = 60043,71m^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{28,6 \times 30,80^3}{12} = 69636,50m^4$$

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement dû au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\text{➤ ELU : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \overline{\sigma_{sol}}$$

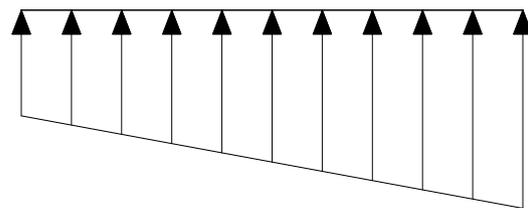


Fig. VII-3 Diagramme des contraintes.

Sens longitudinal :

✓ A L'ELU :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\overline{\sigma_{sol}} = 332,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{0x} = 91359,048 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 4495,02 \text{ KN}$$

$$N_u = 145213,63 \text{ KN}$$

$$N_s = 106274,45 \text{ KN}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$M_x = M_{0x} + T_0 h = 91359,048 + 4495,02(1,5) = 98101,58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \cdot y_G}{I_{yy}} = \frac{145213,63}{928,40} \pm \frac{91359,048 \times 14,30}{69636,50}$$

$$\sigma_1 = 175,17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 137,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\bar{\sigma}_{sol} = 332,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3 \times 175,17 + 137,64}{4} = 165,78 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1,33\bar{\sigma}_{sol} = 332,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

...condition vérifiée

✓ ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \cdot X_G}{I_{yy}} = \frac{106274,45}{928,4} \pm \frac{91359,048 \times 15,40}{69636,50}$$

$$\sigma_1 = 134,67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 94,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3 \times 134,67 + 94,26}{4} = 124,56 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

...condition vérifiée

□ Sens transversal :

$$M_{0y} = 116546,701 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 5630,68 \text{ KN}$$

$$N_u = 145213,63 \text{ KN}$$

$$N_s = 106274,45 \text{ KN}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$M_y = 116546,701 + 5630,68 \times 1,5 = 124992,72 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \cdot y_G}{I_{xx}} = \frac{145213,63}{928,40} \pm \frac{116546,701 \times 14,30}{60043,71}$$

$$\sigma_1 = 184,17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 128,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_M &= \frac{3 \times 184,17 + 128,65}{4} = 170,29 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ A L 'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_y \cdot y_G}{I_{xx}} = \frac{106274,4}{928,40} \pm \frac{116546,701 \times 14,30}{60043,71}$$

$$\sigma_1 = 133,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 95,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_M &= \frac{3 \times 133,23 + 95,70}{4} = 123,84 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.6.6. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad.} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier ;

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,5 \text{ m}$).

$$P = 94653,60 \text{ KN} \geq \alpha \cdot S_{rad.} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 928,40 \times 1 \times 1,5 = 2088,9 \text{ KN}$$

VII.7. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie supérieure de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour calculer le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

La dalle du radier est étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme. Elle est encadrée sur quatre côtés. Deux cas se présentent à nous, selon le coefficient ρ :

- $\rho \leq 0,4$: La dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \rho \leq 1$: La dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures sont calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Le panneau le plus sollicité a pour dimensions :

$$L_x = 4\text{m}$$

$$L_y = 4.30\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,30} = 0,93 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

VII.7.1. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170,29 - \frac{10770,92}{928,40} = 158,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 124,56 - \frac{10770,92}{928,40} = 112,95 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0; \rho = 0,93 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{array} \right\} \text{ TABLES DE PIGEAUD}$$

On aura donc :

Calcul des moments M_x et M_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0428 \times 158,68 \times (4^2) = 108,66 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,841 \times 108,66 = 91,38 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients de réduction :

(-0,5) sur appui et (0,85) en travées.

✱ Moments aux appuis :

$$M_a^x = (-0,5) \times M_x$$

$$M_a^x = (-0,5) \times 108,66$$

$$M_a^x = -54,33 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = (-0,5) \times M_y$$

$$M_a^y = -45,69 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_t^x = (0,85) \times M_x$$

$$M_t^x = (0,85) \times 108,66$$

$$M_t^x = 92,361 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = (0,85) \times M_y$$

$$M_t^y = 77,67 \text{ KN.m}$$

A/Aux appuis :

Ferraillages avec $M_a^x = -54,33 \text{ KN.m}$ (Le signe (-) signifié que la fibre supérieure est tendue).

$$\mu = \frac{M_a^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54,33 \times 10^3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,2} = 0,075 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,075 \rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,33 \times 10^3}{0,960 \times 22,5 \times 348} = 8,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA14/ml=10,78cm² avec un espacement de St=15cm.**

□ **Ferraillages avec** $M_a^y = -45,69 \text{ KNm}$.

$$\mu = \frac{M_a^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45,69 \times 10^3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,2} = 0,063 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_a^y = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,69 \times 10^3}{0,967 \times 22,5 \times 348} = 6,034 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5HA14/ml = 7.7 cm², Avec un espacement St= 20cm.**

B/En travée :

□ **Ferraillages avec** $M_t^x = 92,361 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{92,361 \times 10^3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,128 \rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_a^x = \frac{M_t^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92,361 \times 10^3}{0,923 \times 22,5 \times 348} = 12,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **7HA16/ml = 14,07 cm², Avec un espacement St= 15 cm.**

□ **Ferrailages avec** $M_a^y = -77,67\text{KNm}$.

$$\mu = \frac{M_a^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77,67 \times 10^3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_a^y = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77,67 \times 10^3}{0,943 \times 22,5 \times 348} = 9,97\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA16/ml = 10.05 cm², Avec un espacement St= 20 cm.

Résumé VII.3:

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	7HA14/ml=10,78cm ²	5HA14 = 7.7cm ²
Armatures en travées	7HA16= 14.07cm ²	5HA16= 10.05cm ²

Tableaux .VII-3 : Ferrailage du panneau de dalle à l'ELU.

□ **Vérification à l'E.L.U :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,8\text{‰}$ pour les HA FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,93}{2} = 2,07\text{cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\left. \begin{matrix} A_a^x = 10,78\text{cm}^2 \\ A_a^y = 7,7\text{cm}^2 \end{matrix} \right\} > A_{\min} = 2,07\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\left. \begin{matrix} A_a^x = 14,07\text{cm}^2 \\ A_a^y = 10,05\text{cm}^2 \end{matrix} \right\} > A_{\min} = 2,07\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VII.7.2. Calcul des armatures à l'ELS :

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 124,56 - \frac{10770,92}{928,40} = 112,95 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0,2; \rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{array} \right\} \text{ TABLES DE PIGEAUD}$$

On aura donc :

Calcul des moments M_x et M_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0500 \times 112,95 \times (4^2) = 90,36 \text{ KNm} \\ M_y = u_y \cdot M_x = 0,891 \times 90,36 = 80,51 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients de réduction :

(-0,5) sur appui et (0,85) en travées.

✱ Moments aux appuis :

Moments en travée

$$M_a^x = (-0,5) \times M_x$$

$$M_t^x = (0,85) \times M_x$$

$$M_a^x = (-0,5) \times 90,36$$

$$M_t^x = (0,85) \times 90,36$$

$$M_a^x = -45,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 76,801 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = (-0,5) \times M_y$$

$$M_t^y = (0,85) \times M_y$$

$$M_a^y = -40,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 68,43 \text{ KN.m}$$

□ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Pour se disposer de cette vérification, on peut vérifier pour (α) :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{54,33}{45,18} = 1,20 \quad \text{Et } \mu = 0,075 \rightarrow \alpha = 0,0989$$

$$\alpha = 0,0989 < \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{92,36}{76,801} = 1,20 \quad \text{Et } \mu = 0,063 \rightarrow \alpha = 0,0828$$

$$\alpha = 0,0828 < \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

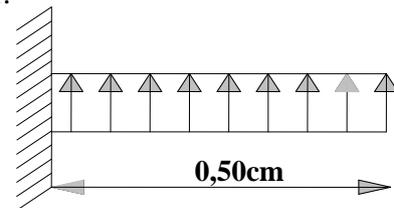
VII.8.1-Sollicitation de calcul :

➤ ELU : $q_u = 158,68 \text{ KN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{158,68 \times 0,50^2}{2} = -19,835 \text{ kN.m}$$

➤ ELS : $q_s = 112,95 \text{ kN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{112,95 \times 0,50^2}{2} = -14,12 \text{ kN.m}$$



$B = 1,00\text{m} ; d = 22,5\text{m} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,835 \times 10^2}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,027$$

$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,986$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,835 \times 10^2}{0,986 \times 22,5 \times 34,8} = 2,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12=4,52cm²**.

XI.6.3-Vérification à l'ELU :

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 4,52 \text{ cm}^2 < 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,716 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,716 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Donc : on adopte 4HA12/ml

❖ *Calcul des espacements :*

$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$; on prend : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2,26 cm²** avec un espacement de **25 cm**.

VII.8.3.vérification a l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.835}{14.12} = 1,40$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,986 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0355 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc : il ya pas lieu de faire la vérification a l'ELS.

Résumé VII.4:

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord Aradier>Adébord □ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.9) Ferrailage de la nervure :

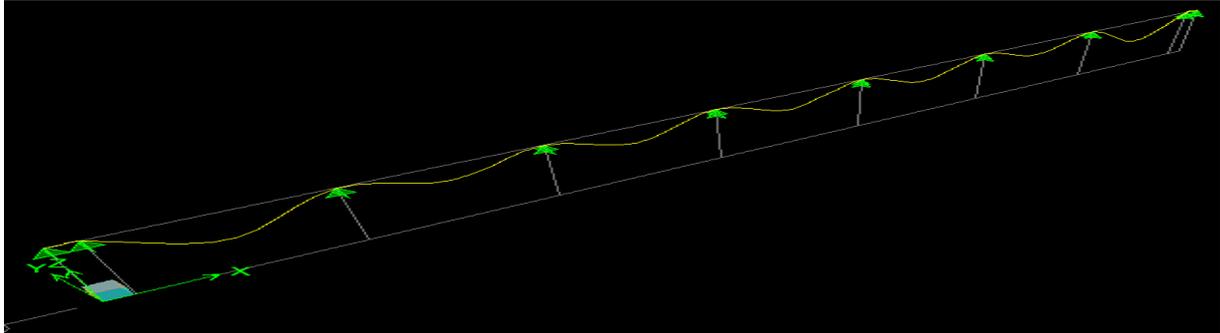
La nervure est considérée comme des poutres doublement encastrées, les caractéristiques de la nervure sont les suivantes:

$$h_n=90 \text{ cm} \quad , \quad b=55 \text{ cm} \quad , \quad c=3 \text{ cm} \quad , \quad d=87 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

➤ Déformations de la nervure :

✦ Sens X-X:



➤ déterminations des efforts et les moments e :

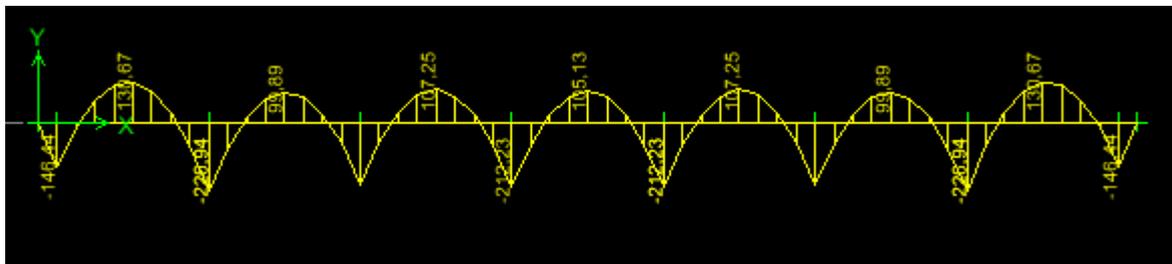


Fig VII-4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).

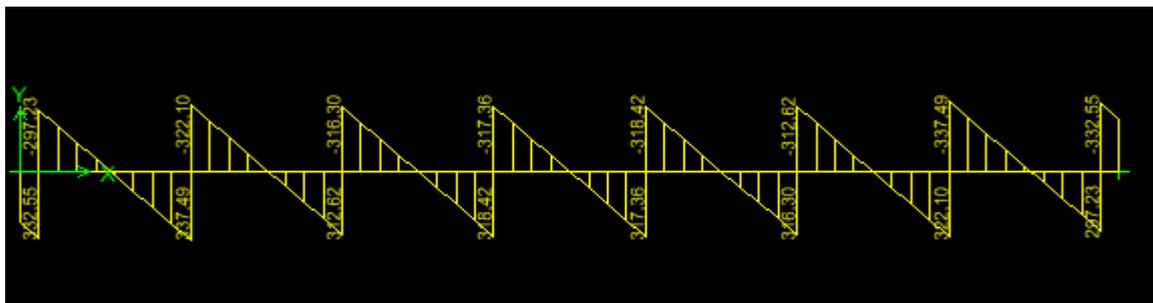


Fig VII-5 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

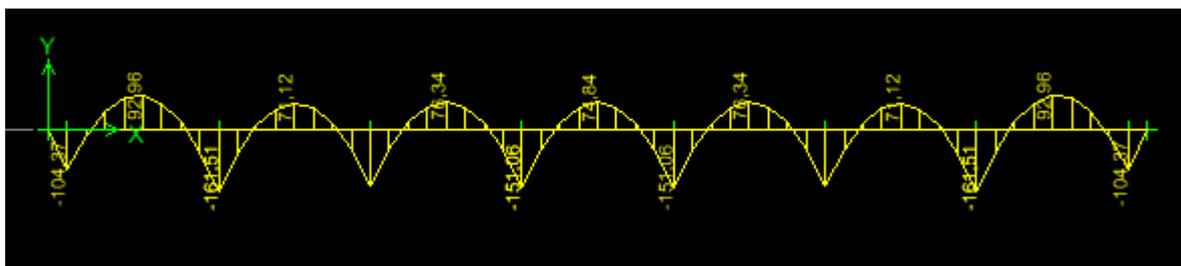


Fig VI-6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m).

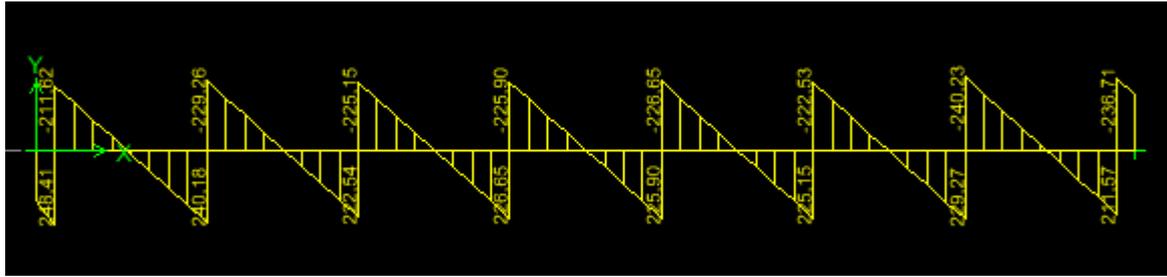
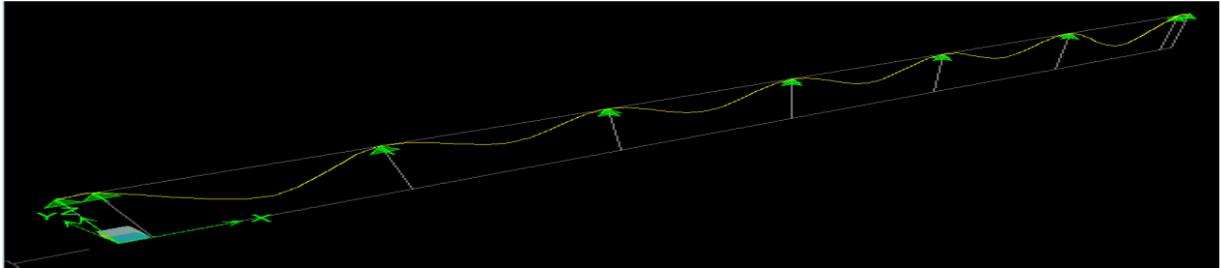


Fig VII-7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en (KN).

➤ Déformations de la nervure :

✳ Sens Y-Y :



➤ déterminations des efforts et des moments :

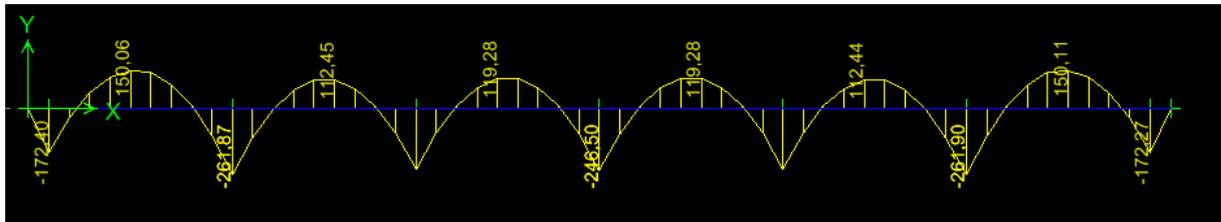


Fig VII-8 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).

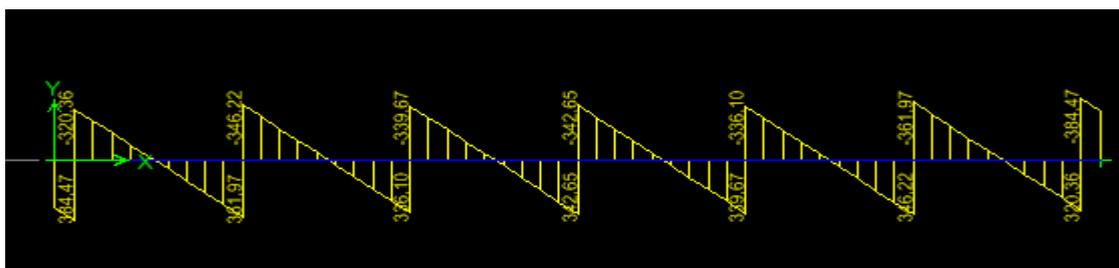


Fig VII-9 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

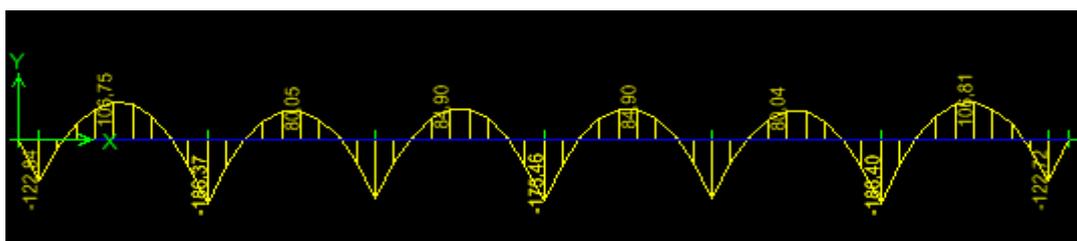


Fig VII-10 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m).

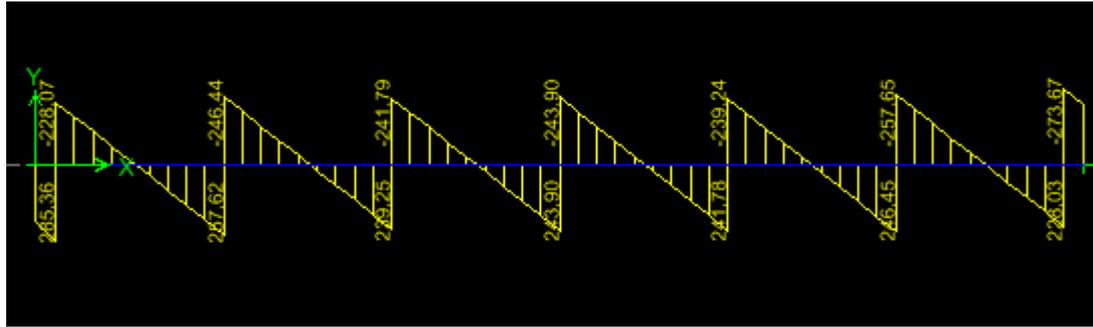


Fig VII-11 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en (KN).

VII.8.3. Sollicitations maximales :

☀ **SENS X-X :**

Efforts	ELU	ELS
M_t^{max} (KN.m)	130,94	92,96
M_a^{max} (KN.m)	226,94	161,51
T^{max} (KN)	337,49	248,41

Tableau.VII-4 : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens X-X.

☀ **Sens Y-Y :**

Efforts	ELU	ELS
M_t^{max} (KN.m)	150,06	106,81
M_a^{max} (KN.m)	261,90	186,37
T^{max} (KN)	384,47	285,36

Tableau.VII-5 : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y.

VII.8.4. Ferrailage des nervures à L'ELU :

☀ **SENS X-X :**

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travées	130,67	55	87	0,02	0,990	4,359	4HA14=6.16
Appuis	226,94	55	87	0,04	0,980	7,648	4HA16=8.04

Tableau.VII-6 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens xx.

☀ **SENS Y-Y :**

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travées	150,06	55	87	0,04	0,980	5,057	4HA14=6.16
Appuis	261,90	55	87	0,07	0,964	8,973	6HA14=9.24

Tableau.VII-7 Ferrailage des nervures aux appuis et en travées Sens yy.

VII.8.5. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 87 \times 2,1}{400} = 5,77 \text{ cm}^2$$

Les conditions d'armatures adoptées vérifient cette condition.

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

$$A_{\min} = \frac{T_U}{d \times b} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

☀ **Sens X-X :**

$$T^{\max} = 337,49 \text{ KN}$$

$$A_{\min} = \frac{337,49 \times 10^3}{870 \times 550} = 0,705 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{condition}$$

vérifiée

☀ **Sens Y-Y :**

$$T^{\max} = 384,47 \text{ KN}$$

$$A_{\min} = \frac{348,47 \times 10^3}{870 \times 550} = 0,728 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,333 \text{ mm} \quad \text{Soit : HA 8 , On prend un cadre et un étrier.}$$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ 21,75 ; 19,2 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

• **En zone nodale :**

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$.

VII.8.6. Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ pour les contraintes dans le béton.

☀ **Sens X-X :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 161,51 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,980 \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{226,94}{161,51} = 1,40$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travées :**

$$M_s = 92,96 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,990 \Rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{130,67}{92,96} = 1,40$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☀ **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 186,37 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,964 \Rightarrow \alpha = 0,0907$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{261,90}{186,37} = 1,40$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travées :**

$$M_s = 106,81 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,980 \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{150,06}{106,81} = 1,40$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

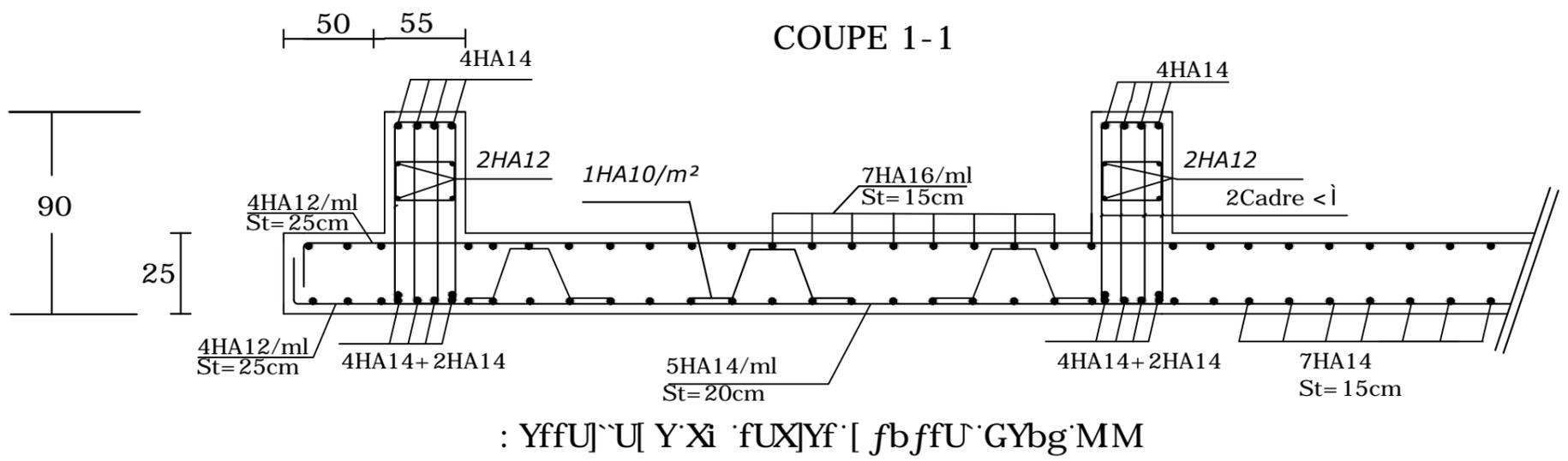
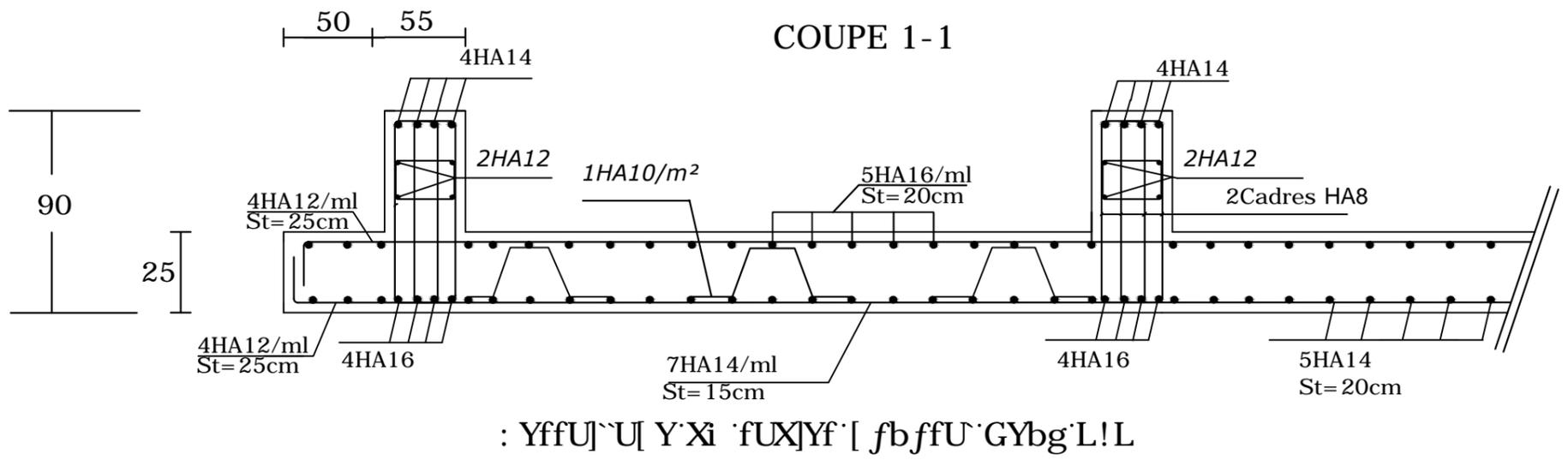
La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII.8.7. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

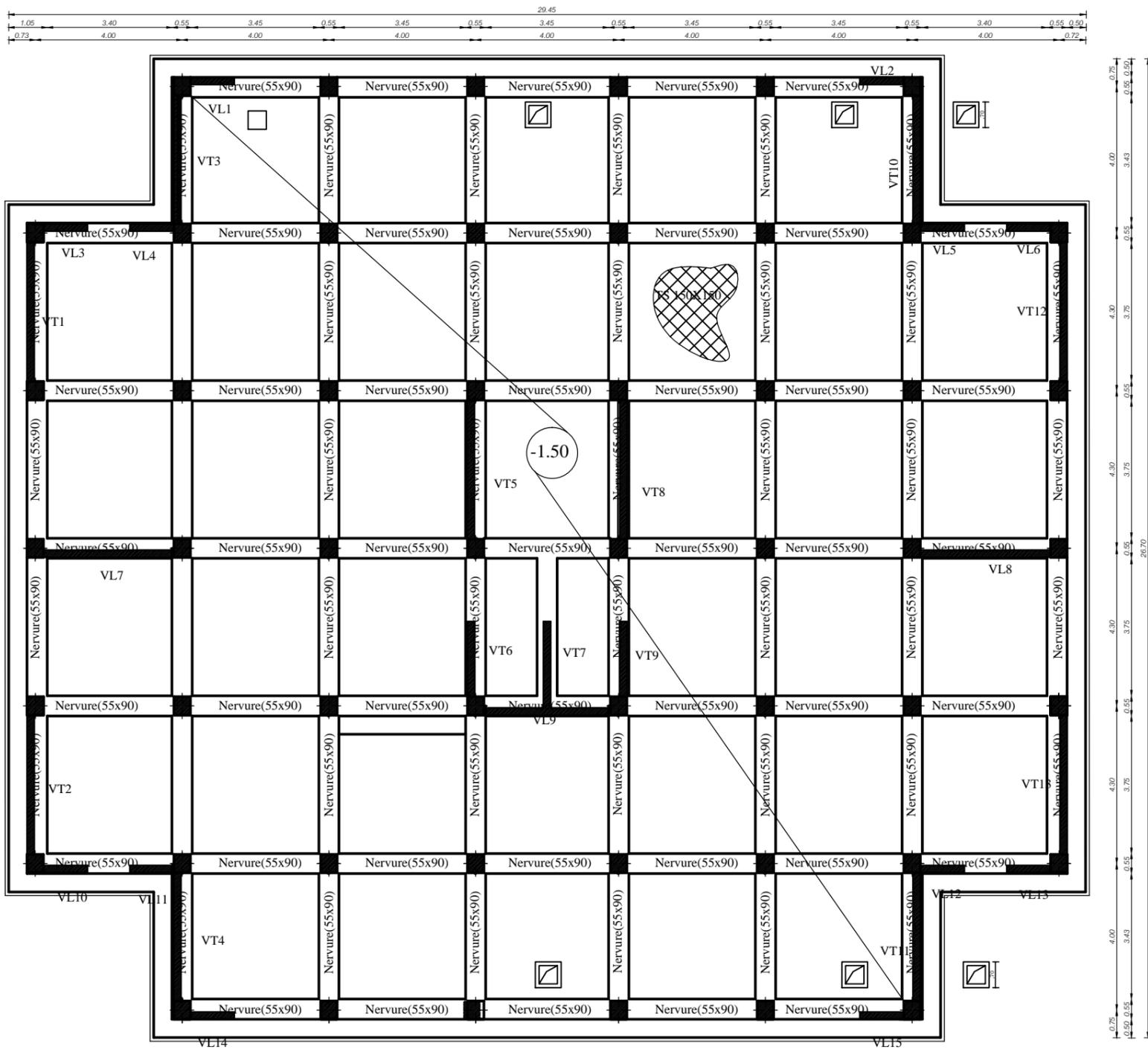
Ces armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risque d'avoir 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 :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml } 0,90 = 2,70 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit **3HA12 = 3.39** Avec un épingle **T8**.

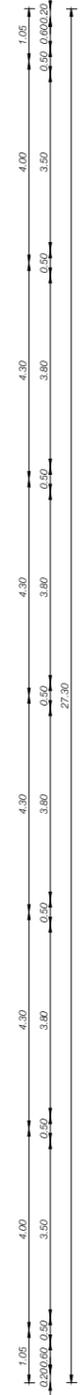
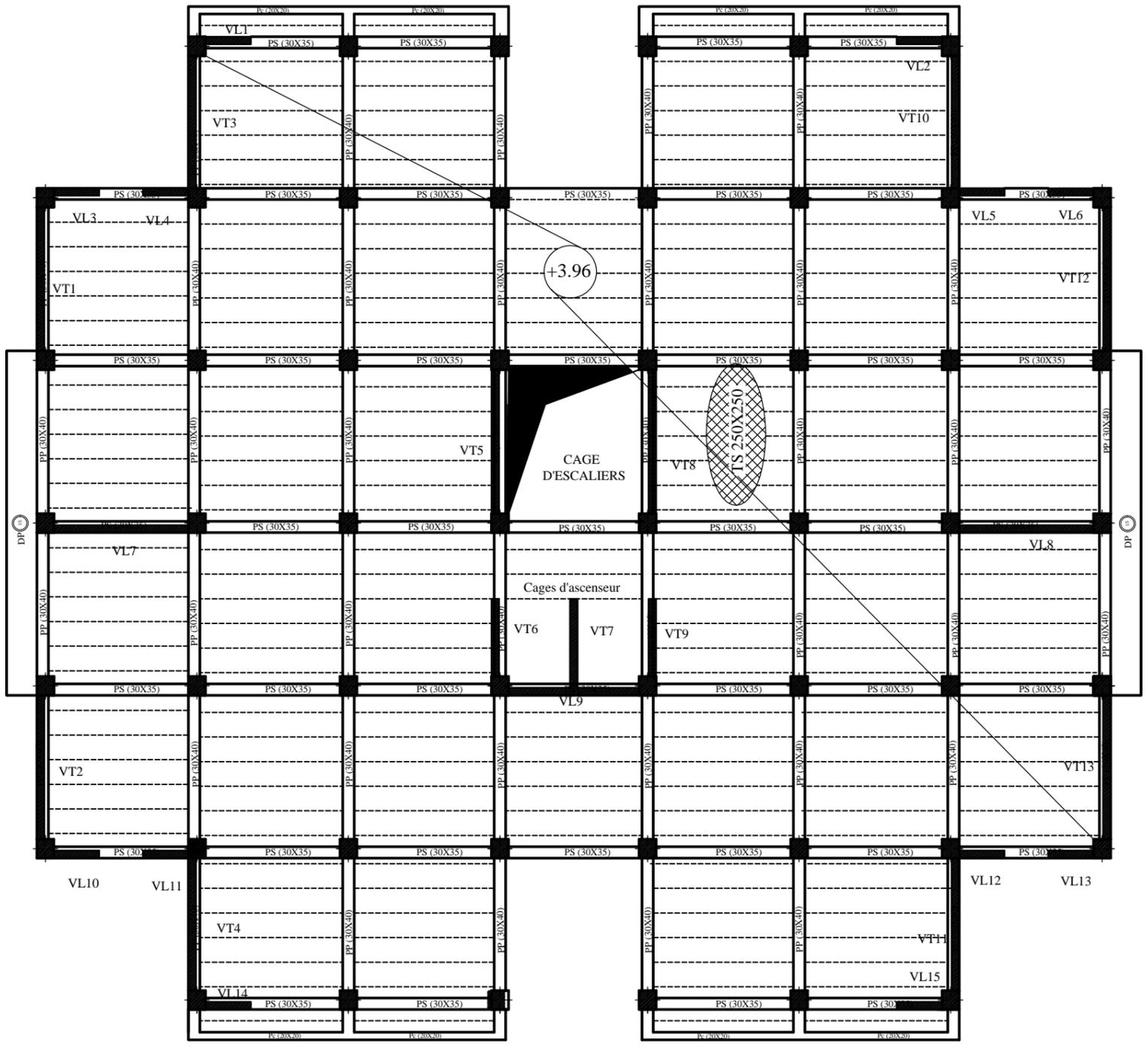
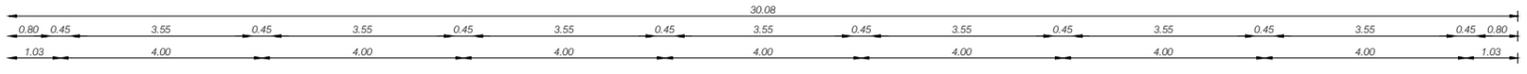


***PLANS
D'EXECUTION***

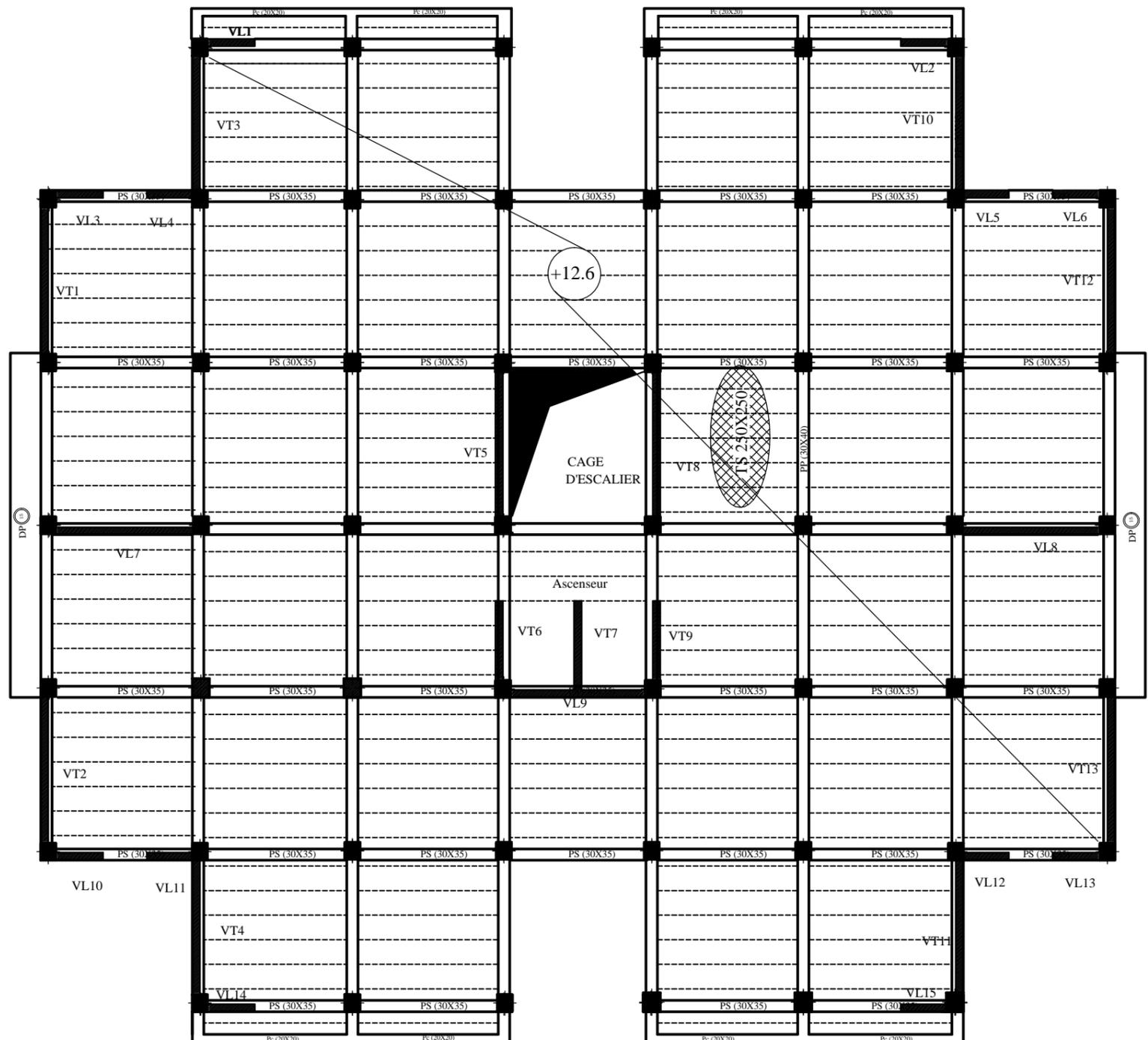
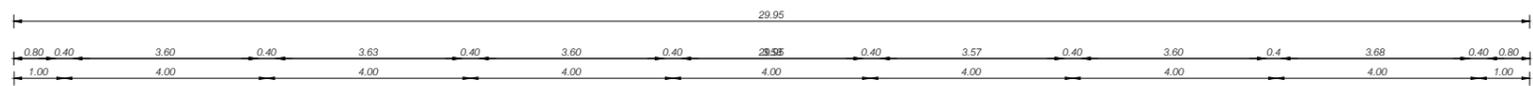


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr BELAID Abdeslam Mlle AOUANECHÉ Nora	<u>TITRE:</u> Coffrage des fondations
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr AIT AMMAR. R	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°
	ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Mr BELAID Abdeslam Mlle AOUANECHÉ Nora	TITRE: coffrage du RDC	
DIRIGE PAR : Mr AIT AMMAR. R		
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°	ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUDE MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr BELAID Abdeslam Mlle AOUANECHÉ Nora	TITRE: coffrage d'étage courant	
	DIRIGE PAR : Mr AIT AMMAR. R	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°	ECHELLE

Conclusion

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en béton armé et d'appliquée les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (ETABS, AUTOCAD) d'autre part.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté l'importance d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance

Bibliographie

1- "Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé"

2- "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93".

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.

3- " B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites"

4- "Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003".

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-48.

5-DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.

6- « Cours de résistance des matériaux, U.M.M.T.O ».

7-: « Cours de bâtiment, U.M.M.T.O ».

8- « Mémoires traités master, U.M.M.T.O ».

9-: « cours MDS , U.M.M.T.O ».

10- Recherche globale sur internet.

