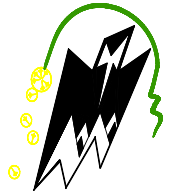




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Construction civile et industrielle*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
D'habitation contreventé par voiles et
portiques (Modélisé avec ETABS)*

Réalisé par

-MESSAOUDENE Melissa
-ACHILI Sarah

Dirigé par

M^{me} : HERMINE

Année 2023/2024

Remerciements

Grâce à Dieu le Tout-Puissant et Bienveillant. Nous exprimons notre reconnaissance à Allah pour nous avoir accordé la santé, le courage et la patience nécessaires pour poursuivre nos études et mener à bien ce modeste travail.

*En premier lieu, ce travail ne serait pas aussi enrichissant et n'aurait pu voir le jour sans l'assistance de **Madame Hermine**, que nous tenons à remercier tout particulièrement pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, Sa patience, sa rigueur, sa disponibilité ainsi que son sens de l'écoute et de l'échange qui ont été d'une importance capitale durant la préparation de ce mémoire.*

*Nous souhaitons adresser nos remerciements à Monsieur **Meghlat** et **Benyahi** pour leurs conseils mais surtout leurs aides très précieuses pour tout ce qui est travaillé sous logiciels.*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail. Leur engagement à examiner notre projet.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre sincère gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous vous sommes très reconnaissantes.

Thanmirth

Dédicace 1

« Soyons reconnaissants aux personnes qui ne donnent du bonheur ;

Elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries ».

Marcel Proust

C'est avec amour, respect et gratitude que je dédie ce Modest travail...

A mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais assez ...Maman.

A mon père, mon pilier en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude.

A mes frères, pour leur soutien moral. Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

*À mes chers amis (Nacima, bina,hanafi,abdou,zazi ,ouahiba,sabrina,jessna,
Chafaa, azwaw, fares,fateh,aziz,nadia , Nabil, Rabah)*

A Sarah, je vous remercie pour votre soutien moral, votre patience et votre dévouement à ce travail, je vous dédie le fruit de nos efforts.

Mélissa

Dédicace 2

« Soyons reconnaissants aux personnes qui ne donnent du bonheur ;

Elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries ».

Marcel Proust

C'est avec amour, respect et gratitude que je dédie ce Modest travail...

A mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais assez ...Maman.

A mon père, mon pilier en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude.

A mes frères et sœurs, pour leur soutien moral. Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

À mes chers amis

(Melissa, Sihem, Yasmine, Celia, Zohra, Zakia, Mariem, Kenza, Djamila, Lynda, Kahina, Assia, Jessna, fatma, Imane)

A Mélissa, je vous remercie pour votre soutien moral, votre patience et votre dévouement à ce travail, je vous dédie le fruit de nos efforts.

Sarah

Sommaire

Introduction generale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Description de l'ouvrage	1
I.3 Conception structurelle	1
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux.....	4
I.5 Conclusion	6

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction	8
II.2 Planchers en corps creux	8
II.3 Plancher dalle pleine.....	10
II.4 les murs.....	13
II.5 Poutre.....	14
II.6 Poteaux	15
II.7 Voiles	21
II.8 Conclusion.....	22

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	24
III.2 L'acrotère.....	25
III.3 Plancher en corps creux.....	31
III.4 Plancher en dalle pleine.....	51
III.5 La salle machine.....	58
III.6 Balcon.....	67
III.7 Etude de la porte à faux.....	72
III.8 Calcul d'escaliers	80
III.9 La poutre palière.....	97

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1 Introduction	106
IV.2 Description du logiciel ETABS	106
IV.3 Les différentes méthodes de calcul	106
IV.4 Choix de la méthode de calcul	107
IV.5 Etapes de modélisation.....	108
IV.6 Modélisation	108

Chapitre V : Vérification des conditions RPA

V.1 Introduction.....	129
V.2 Présentation de l'ouvrage.....	129
V.3 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens	129
V.4 Conclusion	157

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux

VI.1 Poteaux	159
VI.2 Les poutres	168
VI.3 Les voiles	178

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction.....	202
VII.2 Etude géotechnique du sol	202
VII.3 Choix du type de fondation.....	202
VII.4 Pré dimensionnement du radier	207
VII.5 Calcul de la surface nécessaire au radier	208
VII.6 Calcul des sollicitations à la base du radier	209
VII.7 Vérifications.....	210
VII.8 Ferrailage du radier.....	213
VII.9 Ferrailage de la nervure.....	220
VII.10 Vérification globale de la structure : (article 4 .41 du RPA 99/version 2003).....	231
VII.11 Conclusion	232

Conclusion Générale

Bibliographie

Liste des figures

Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et (ELU) respectivement.	5
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation d'acier.	6
Figure II.3 Coupe vertical d'un plancher a corps creux.	9
Figure II.4 La dimension de la nervure.	9
Figure II.5 Plancher en dalle pleine.	10
Figure II.6 Dimension de voile.	21
Figure III.7 Schéma statique de l'acrotère.	24
Figure III.8 Ferrailage de l'acrotère.	30
Figure 9 Coupe transversale d'un plancher en corps creux.	31
Figure III.10 Dimension de la poutrelle.	32
Figure III.11 Schéma statique (la plus défavorable).	32
Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN).	39
Figure III.13 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN).	39
Figure III.14 Schéma de ferrailage du plancher d'étage.	50
Figure III.15 Ferrailage de la dalle pleine.	57
Figure III.16 Ferrailage de la salle machine.	66
Figure III.17 Disposition des armatures principales du balcon.	68
Figure III.18 Schéma de ferrailage du balcon.	71
Figure III.19 Schéma statique de calcul.	73
Figure III.20 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	79
Figure III.21 Schéma d'escaliers.	80
Figure III.22 Schéma statique d'escalier à l'ELU.	84
Figure III.23 Schéma statique d'escalier à l'ELS.	92
Figure III.24 Schéma de ferrailage d'escalier.	96
Figure III.25 Schéma statique de calcul.	98
Figure III.26 Plan de ferrailage de la poutre de palier.	104
Figure IV.27 Interface d'introduction des données générales.	109
Figure IV.28 Interface de modification des entres-axes.	110
Figure IV.29 Interface de modification des hauteurs d'étages.	111
Figure IV.30 Affichage en plan et en 3D.	111
Figure IV.31 Définition des matériaux.	113
Figure IV.32 Caractéristiques du béton.	112
Figure IV.33 Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.	113
Figure □.34 Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.	114
Figure □.35 Définition du poteau.	114
Figure □.36 Figure Définition des poutres.	115
Figure □.37 Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.	120

Liste des figures

Figure □.38 spectre de réponse RPA.	120
Figure □.39 Interface d'introduction du spectre.	121
Figure □.40 Interface de définition des caractéristiques du spectre.	122
Figure □.41 Interface d'introduction des charges pour les dalles.	122
Figure IV.42 Définition des appuis.	125
Figure □.43 Exemple diaphragmes RDC.	125
Figure □.44 Modèle finale de notre structure.	127
Figure V.45 Extraction du poids de la structure sur ETABS.	132
Figure V.46 Affichage des déformées suivant x et y.	135
Figure V.47 Affichage des déformées suivant x.	135
Figure V.48 La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.	136
Figure V. 49 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x.	135
Figure V.50 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x.	135
Figure V.51 Les forces horizontales reprises par les portique suivant x-x.	136
Figure V.52 Affichage des déformées suivant y.	136
Figure V 53 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y.	137
Figure V.54 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y.	140
Figure V.55 Les forces horizontales reprises par les portiques suivant y-y.	140
Figure V.56 Les forces vertical reprises par tous les éléments.	143
Figure V.57 Les forces verticales reprises par les voiles.	143
Figure V.58 Les forces verticales reprises par les portiques.	142
Figure V.59 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS. ...	144
Figure V.60 Les étapes pour déterminer CM et CR.	146
Figure V.61 Affichage des valeurs des déplacements.	148
Figure V.62 Déplacement max suivant Ex.	150
Figure V.63 Déplacement max suivant Ey.	152
Figure VI 64 zone nodale dans le poteau.	153
Figure VI 65 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (50 x 50). ..	166
Figures VI.66 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45). ..	166
Figure VI.67 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40). ...	167
Figure VI.68 La disposition des voiles.	179
Figure VI.69 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	184
Figure VII.70 Dimensionnement d'une fondation.	203
Figures VII.71 Les valeurs des chargements pour les différents cas.	225
Figures VII.72 Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS.	225
Figures VII.73 Diagramme des efforts tranchants à ELU et ELS.	226
Figures VII.74 Les valeur des chargement pour les différents cas.	226
Figure VII 75 Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS.	227
Figure VII.76 Diagramme des efforts tranchants à ELU et ELS.	227

Introduction Générale

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première « Étude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que SAP 2000, ROBOT, ETABS permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment), nous allons adopter l'un des logiciels de (CAO) pour le calcul.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un bâtiment (RDC+9), qui a les caractéristiques suivantes :		
Classification de RPA99 (V2003)	Usage:	Un Rez de chaussée et 9 étages à usage d'habitation.
	Zone implantation	Lieu d'implantation est la wilaya de Tizi-Ouzou , cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité Zone II_a
	Groupe d'usage	Ouvrage d'importance moyenne « groupe d'usage 2 »
Caractéristique géométriques	Dimension en elevation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Hauteur du bâtiment est de : 30,60m ➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : 3,06 m. ➤ Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.
	Dimension en plan	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Longueur total: L= 29.60 m ➤ Largeur total: l = 24,2 m

Tableau I.1 Description de l'ouvrage.

I.3 Conception structurelle

a) Ossature et contreventement

La hauteur de l'ouvrage qui égale à 30,60m ; dépasse 14 mètres, d'après le **RPA 99 version 2003**, le système de contreventement du bâtiment sera assuré soit : **par des voiles** ou bien **par des voiles et des portiques.**

b) Voiles

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

c) Portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

d) Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Il y a deux types de planchers :

➤ PLANCHER EN CORPS CREUX

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils sont pour fonctions :

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

➤ DALLE PLEINE EN BETON ARME

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

e) Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs extérieurs** : Seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : Seront réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

f) Escaliers

- Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou gradins, qui permet le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

• Notre bâtiment comporte un type d'escaliers à deux volées et un palier de repos en béton armé coulés sur place.

g) Cage d'ascenseur

Vu la hauteur importante de notre bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

h) Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les salles d'eau et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

i) Fondations

Le choix de type de fondation dépend :

- 1. Du type d'ouvrage à fonder :** Donc des charges appliquées à la fondation.
- 2. Etude géotechnique du sol :** Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols .Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes .Si la couche superficielle n'est pas assez résistante une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

j) Terrasse

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

k) Type de coffrage utilisé

On utilise un coffrage classique en bois pour portique et plancher ;et métallique pour les voiles ; de façon à limiter le temps d'exécution.

I.4 Caractéristique mécanique des matériaux

I.4.1 Béton

a) Les différentes caractéristiques de béton

		Formule /Art BAEL99	Résultat
Résistance caractéristique	Compression	BAEL99 : Art.A.2.1.11 : pour $f_{c28} < 40\text{MPa}$. $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
	Traction	BAEL99 : Art.A.2.1.12 : $f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$ si : $f_{c28} < 60\text{MPa}$	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$.
Coefficient dePoisson		BAEL99 : Art A.2.1.3 ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations	
Poids volumique		$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour béton armé.	
Module de déformation longitudinale	Instantané	BAEL99: Art.A.2.1.21; ($E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$)	$E_{i28} = 32164, 2 \text{ MPA}$.
	Diffère	BAEL99: Art.A.2.1.22: ($E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$)	$E_{v28} = 10818, 87 \text{ MPA}$.
Contrainte limite du béton à la compression	ELU	BAEL99: Art A.4.3.41 $f_{bc} = \frac{0,85 F_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Avec : $\theta = 1$ si la durée > 24 heures. $\theta = 0,9$ si $1\text{h} < \text{la durée} < 24\text{h}$ $\theta = 0,85$ si la durée $d < 1$ heure.	Situations durables : $\gamma_b = 1,5$ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$. Situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$ $f_{bc} = 21,74 \text{ MPA}$.
	ELS	BAEL99: Art.A.4.5.2 $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
Contrainte limite de cisaillement	BAEL99: Art A.5.1.1 $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$ $\tau_u \leq \min (0,20f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour fissuration non préjudiciable. (BAEL99 : Art A.5.1.211). $\tau_u \leq \min (0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPA})$ pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable		

Tableau I.2 Caractéristique de béton selon BAEL99.

a. Diagramme de déformations (BAEL 99 : Art A.4.3.41)

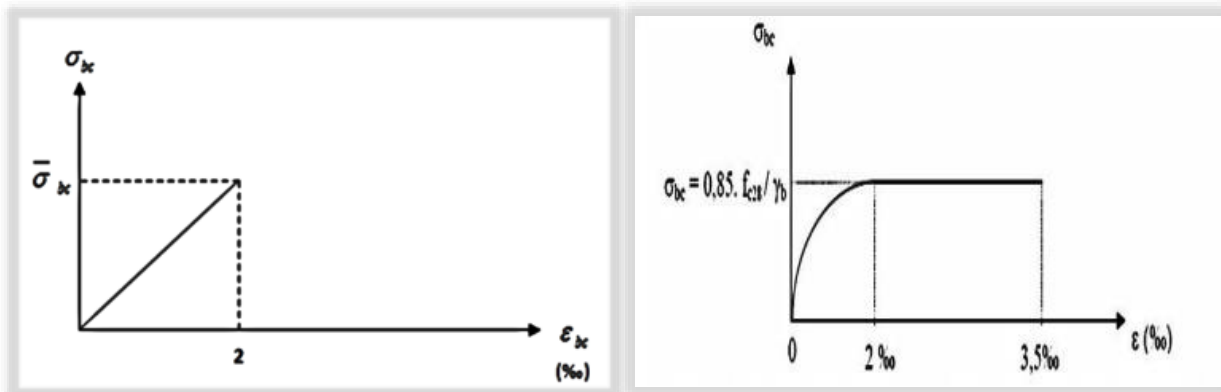


Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et (ELU) respectivement.

I .4.2 Aciers

a) Caractéristique de l'acier

		Formule /Art BAEL + valeurs
L'acier utilisé		<ul style="list-style-type: none"> ✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE400. ✓ Treillis soudés (TS): FeE520.
Module d'élasticité longitudinal		BAEL99 : Art A.2.2.1 : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$
Contrainte limite	ELU	BAEL 91 / modifier 99 : Art.4.3.2 : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$
	ELS	<p>Fissuration peu nuisible : BAEL99 : Art A.4.5.32 Pas de vérification.</p> <p>Fissuration préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.33</p> $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nftj})\right)$ <p>Fissuration très préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.34</p> $\sigma_{s0} = 0,8 \cdot \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nftj})\right)$ <p>($\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.</p>
Coefficient de sécurité de l'acier.		<ul style="list-style-type: none"> • $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ pour les situations (durables). • $\gamma_s = 1 \rightarrow$ pour les situation accidentelles.

Tableau I.3 Caractéristique de l'acier selon BAEL99.

b .Diagramme des contraintes (Art A.2.2.2, BAEL99)

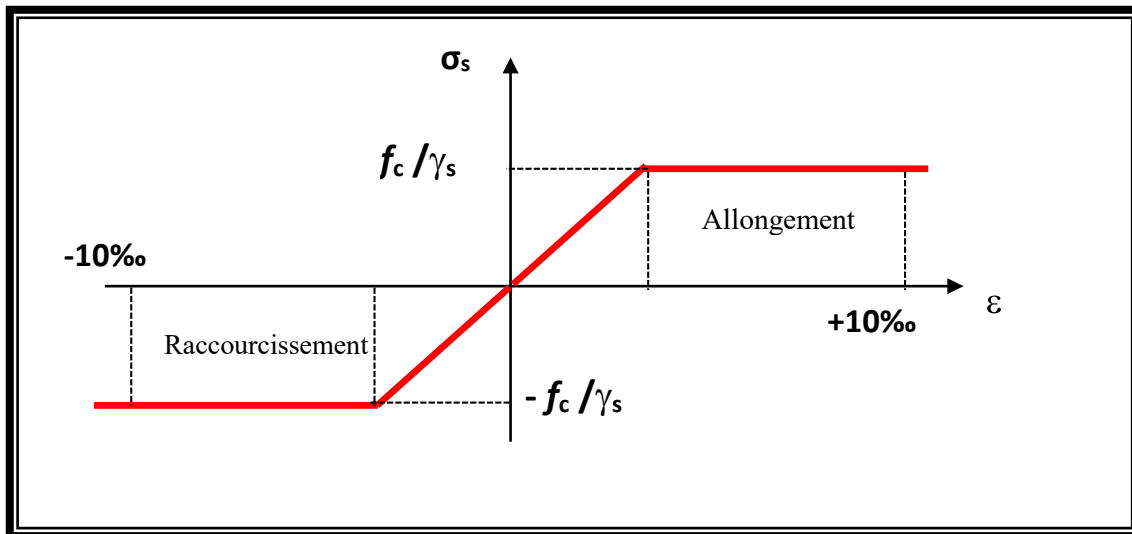


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation d'acier.

a) Protection des aciers [Art A.7.2, 4] BAEL91modifié 99

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux ouverts non exposés aux condensateurs.

I.5 Conclusion

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux à utiliser, et ça dans le but d'approfondir cette étude et faire un prédimensionnement précis des éléments définie afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le prédimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93, BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II.2 Planchers en corps creux

II.2.1 Pré dimensionnement

a) Corps creux et dalle de compression

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91/Art .6.8, 424})$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles

Pour :

$$L_{max} = 423 - 35 = 388 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{388}{22,5} = 17.24 \text{ cm}$$

On prend :

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

- Épaisseur du corps creux : 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

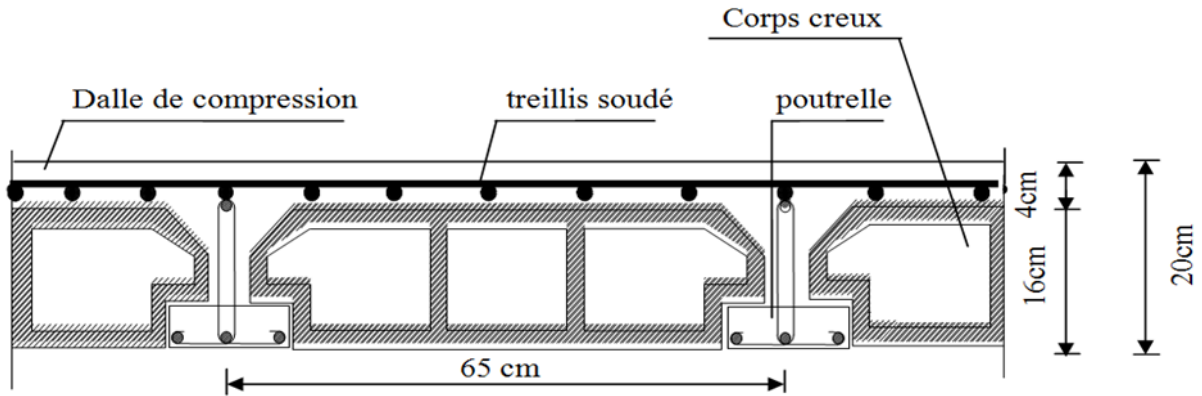


Figure II.3 Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

b) Nervure : CBA93 (Art A.4.1.3)

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

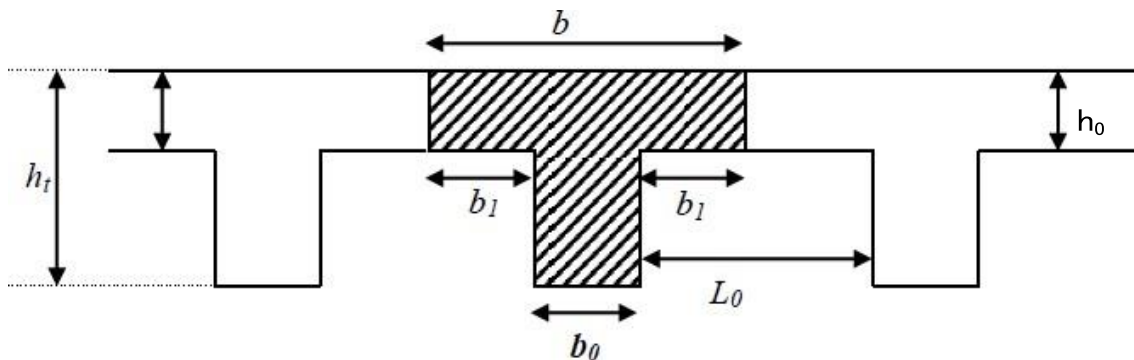


Figure II.4 La dimension de la nervure.

b : la largeur de la table de compression est égale à : $b=b_0+2b_1$.

On a : $b_1 = \min(10/2, 1/10)$; $L=4,23\text{m}$ (portée max dans le sens de disposition des poutrelles).

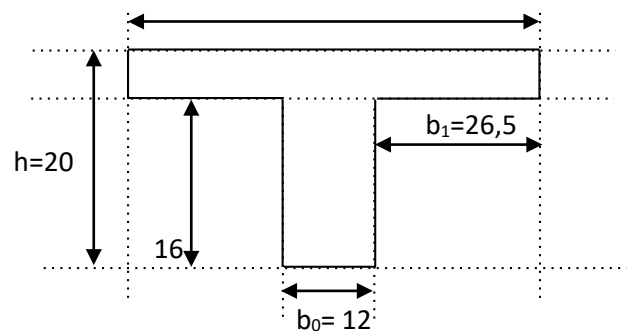
$b_0 = 12\text{cm}$ d'où : $10 = 65-12=53$

$b_1 = \min(10/2, 1/10) = \min(53/2 ; 423/10)$.

$b_1 = \min(26,5 ; 42,3) = 26,5\text{cm}$

$b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 \cdot 26,5 = 65\text{cm}$.

Soit : $b=65\text{cm}$



II.3 Plancher dalle pleine

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu

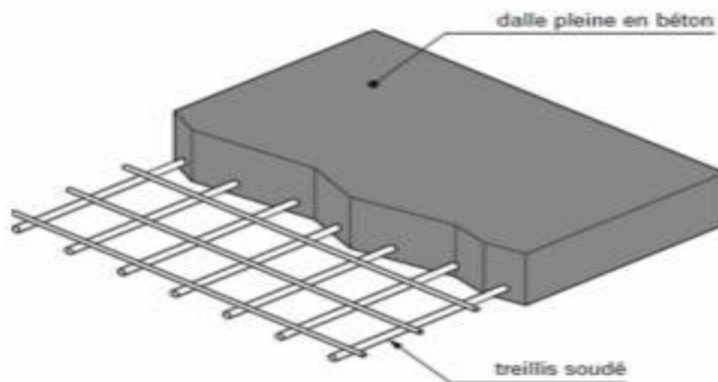


Figure II.5 Plancher en dalle pleine.

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

- Dalles reposant sur 1 appui (Console) : $ep \geq \frac{Lx}{10}$
- Dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalles reposant sur 3 appuis (Dalle pleine) : $\frac{Lx}{40} \leq ep \leq \frac{Lx}{35}$

Avec :

$$A = \frac{Lx}{Ly} \quad (\text{BAEL 91, modifies 99; Art. B.6.5.1})$$

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré.

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré.

Dans notre cas : Voir le tableau qui se suit (la page suivante).

Eléments	Conditions	Ecalculée	Eadoptée
panneaux en dalle pleine	<p>➤ Condition de sécurité contre l'incendie :</p> <ul style="list-style-type: none"> e = 7 cm pour une heure de coupe-feu. e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. 	11cm	e=15cm
	<p>➤ Condition d'isolation acoustique :</p> <p>Selon CBA93, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p>$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 1,95$ m.</p> <p>Ceci engendre : $195 / 50 \leq e \leq 195 / 40 = 3,9\text{cm} \leq e \leq 4,87\text{cm}$</p> <p>La Dalles pleine repose sur trois côtés :</p> <p>$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 1,8$ m.</p> <p>Ceci engendre : $180 / 50 \leq e \leq 180 / 40 \leq 3,6\text{cm} \leq e \leq 4,5\text{cm}$</p>	4cm	
Balcon	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>Dalle pleine sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.</p> <p>Ceci engendre : $80 / 35 \leq e \leq 80 / 30 = 2,28\text{cm} \leq e \leq 2,66\text{cm}$</p>	2,5cm	15cm

Tableau II.4 Dimensionnement des dalles pleines.

II.3.1 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2)

1) Charge permanent

1. Plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	20	1	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyan.	0,04	0,25	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
La charge permanente : G (KN/m ²) =			5,83	

Tableau II.5 Charge permanente de terrasse inaccessible.

2. Plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m3)	G (KN/m2)	Schema
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,03	20	0,6	
3) Lit de sable.	0,03	22	0,66	
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	9	0,9	
La charge permanent : G (KN/m2) =			5,56	

Tableau II.6 Charge permanent de l'étage courant.

3. Balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m ²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m ²) =			3,5

Tableau II.7 Charge et surcharge de balcon.

4. salle machine

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
dalle pleine	0,15	25	3,75
La charge permanent uniformément répartie G (KN/m ²) =			3,75
La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m ²) =			1
La charge d'exploitation concentrique P(KN): La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8			P=90KN.

Tableau II.8 Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.

5. Surcharge d'exploitation :

Plancher	La charge d'exploitation (KN/m ²)
Plancher étage courant (habitation).	1,5
Plancher terrasse inaccessible.	1
Plancher dalle pleine	2.5
Balcon	3.5

Tableau II.9 Surcharge des planchers de l'ouvrage.

II.4 les murs

II.4.1 Détermination des charges et surcharges

- Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm

Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,10	09	0,90	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,10	09	0,90	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			2,36	

Tableau II.10 Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

- Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtres des 2 faces

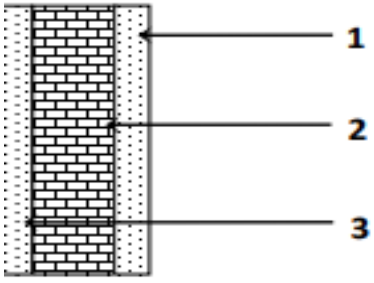
Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
2) Briques creuses	0,10m	09	0,90	
3) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			1,30	

Tableau II.11 Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

II.5 Poutre

II.5.1 Prédimensionnement

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit:

Selon les règles BAEL 91 :(Art.4.14)	Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)
<p>La hauteur h de la poutre doit être</p> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <p>La largeur b de la poutre doit être :</p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p>Avec : L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<p>La hauteur h de la poutre doit être :</p> $h \geq 30\text{cm.}$ <p>La largeur b de la poutre doit être :</p> $b \geq 20\text{cm}$ <p>Le rapport hauteur largeur doit être :</p> $h/b \leq 4$

Les résultats sous résumé dans le tableau suivant :

	L max	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P. secondaire	388cm	Hauteur : h	$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$	$26 \leq h \leq 38.8$ ht = 35cm	ht = 35cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7ht$	$14 \leq b \leq 24.5$ b=30cm.	b=30cm ≥ 20 condition vérifiée
p. principale	425cm	Hauteur : h	$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$	$28,3 \leq ht \leq 42,5$ ht = 40cm	ht = 40cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7ht$	$16 \leq b \leq 28$ b=30cm.	b=30cm ≥ 20 condition vérifiée

Conclusion

On optera pour les dimensions suivantes : **(30*35) cm² pour les poutres secondaires.**
(30*40) cm² pour les poutres principales.

II.6 Poteaux

II.6.1 Pré-dimensionnement

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N ce qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux

Avec : $N=G+Q$

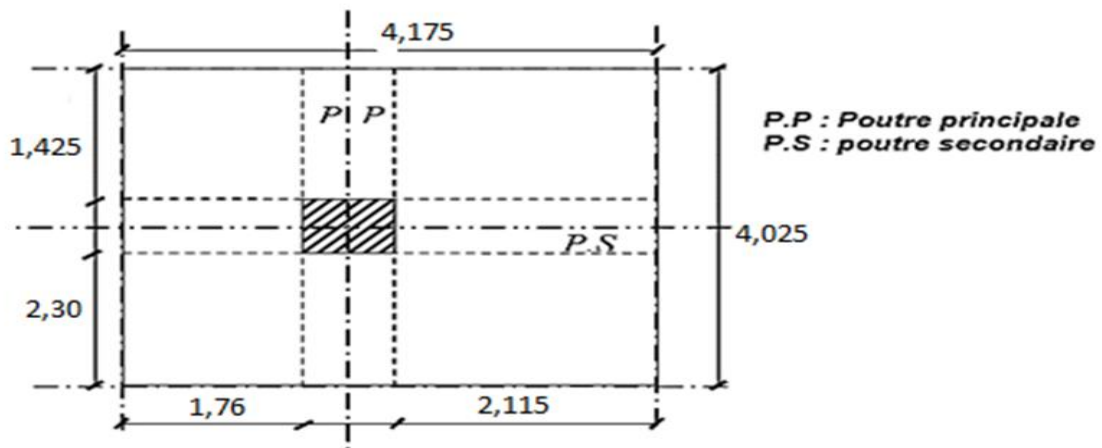
G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression

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

Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité



$S_{brut} = 4,175 * 4,525 = 18,89 \text{ m}^2$

$S_{nette} = S1+S2+S3+S4$

$= 3,388+4,071+4,048+4,864 = 16,871 \text{ m}^2$

Calcul des charges permanentes

Éléments	Dimensions	Poids propre	Résultats
Poutre principale	30*40	$G_{pp} = (0,30 * 0,40) (4,225) * 25$	12,675KN
Poutre Secondaire	30*35	$G_{ps} = (0,30 * 0,35) * 3,875 * 25$	10,171KN
Poteau RDC	35*35	$G_{p \text{ rdc}} = 0,35 * 0,35 * 3,06 * 25$	9,371KN
Poteau E-courant	35*35	$G_{p \text{ etage}} = 0,35 * 0,35 * 3,06 * 25$	9,371 KN
Plancher Terrasse	$St = 16,871 \text{ m}^2$	$G_{pt} = 5,83 * 16,871$	98,357KN
Plancher habitation	$St = 16,871 \text{ m}^2$	$G_{ph} = 5,56 * 16,871$	93,802KN

Tableau II.12 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul des surcharges

$S_{brut} = 4,175 * 4,525 = 18,89 \text{ m}^2$

✓ Plancher terrasse : $Q_0 = 1 * 18,89 = 18,89 \text{ KN}$

✓ Plancher 1ère au 9ème étage : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots \dots \dots Q_9$
 $= 1,5 * 18,89 = 28,3 \text{ KN}$

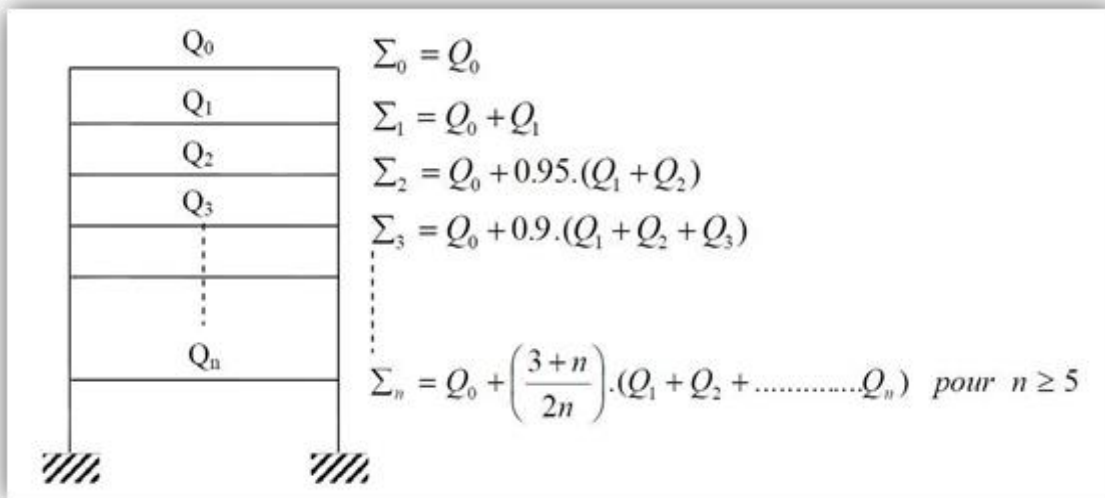
✓ Plancher RDC : $Q_{10} = 3,5 * 18,89 = 66,115 \text{ KN}$

Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3)

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**. Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3+n) / 2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T. R})$$

Avec : $(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$



Niveaux	Opération
Terrasse	$Q_0=18,89 \text{ KN}$
9 ^{ème}	$Q_0+Q_1= 47.19 \text{ KN}$
8 ^{ème}	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 72,66 \text{ KN}$
7 ^{ème}	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)= 95,3 \text{ kN}$
6 ^{ème}	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 115,11 \text{ KN}$
5 ^{ème}	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 132,09 \text{ KN}$
4 ^{ème}	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 146,24\text{KN}$
3 ^{ème}	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 159,541 \text{ KN}$
2 ^{ème}	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 172,842 \text{ KN}$
1 ^{er}	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)= 186,992 \text{ KN}$
RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})= 202,84 \text{ KN}$

Tableau II.13 Les surcharges cumulé

- **Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux**

Niveaux	Charges Permanentes (KN)					Q(KN)		Effort Normal Ns=G+ Q (KN)	Section cm ²	
	Poids des planchers	Gpot	Gpou	Gtot	Gcum	Qi	Qcum		$S=\frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée bxh
Terrasse	98,357	9,371	22,846	130,574	130,574	18,89	18,89	149,464	99.64	/
9^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	256,593	47,19	66,08	322,673	215.11	40X40
8^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	382,612	72,66	138,74	521,352	347.56	40X40
7^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	508,631	95,3	234,04	742,671	495.11	40X40
6^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	634,65	115,11	349,15	983,8	655.86	40X40
5^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	760,669	132,09	481,24	1241,909	827.93	45X45
4^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	886,688	146,24	627,48	1514,168	1009.44	45X45
3^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	1012,707	159,541	787,021	1799,728	1199.81	45X45
2^{ème}	93,802	9,371	22,846	126,019	1138,726	172,842	959,863	2098,589	1399.05	45X45
1^{er}	93,802	9,371	22,846	126,019	1264,745	186,992	1146,85 5	2411,6	1607.73	50x50
RDC	93,802	9,371	22,846	126,019	1390,764	202,84	1349,69 5	2740,459	1826.97	50x50

Tableau II.14 Prédimensionnement des poteaux.

II.6.2 Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)

Selon Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- **Deuxième condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- **Troisième condition** : $1/4 \leq \text{Min}(b_1, h_1) \leq 4$.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculée et vérification	Observation	
40X40	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 40 \geq 25 \text{ cm}$	√	Condition vérifiée
	$\text{Min}(bxh) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 40 \geq 15.3$	√	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	√	
45x45	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	√	Condition vérifiée
	$\text{Min}(bxh) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 45 \geq 15.3$	√	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	√	
50x50	$\text{Min}(bxh) \geq 25$	$\text{Min}(bxh) = 50 \geq 25 \text{ cm}$	√	Condition vérifiée
	$\text{Min}(bxh) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 50 \geq 15.3$	√	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	√	

Tableau II.15 Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.

II.6.3 Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = l_f / i$: L'élancement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45 l_0}{b}$$

	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau	Vérification
	L ₀	S(cm ²)					
Poteaux	L ₀	S(cm ²)	L _f = 0,7l ₀	I _{min} = h.b ³ /12	i = √I/S	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	$\lambda \leq 50$
40x40	306	1600	214,2	213333.33	11.547	18.55	18.55 ≤ 50 C.V
45x45	306	2025	214,2	341718.75	12.990	16.489	16.489 ≤ 50 C.V
50x50	306	2500	214,2	520833.33	14.433	16.489	16.489 ≤ 50 C.V

Tableau II.16 Vérification des poteaux aux flambement.

II.7 Voiles

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

II.7.1 Prédimensionnement

a) Vérification d'épaisseur : (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)	b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)du RPA99/version2003.
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm. Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $a \geq \max (h_e/20; h_e/22 ; h_e/25)$ <p>he = h-ht =459 -20= 439 [cm].</p> <p>a ≥ 439/22 =19,95cm soit : a=20cm.</p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voile</p> $L_{\min} \geq 4a.$ <p>Dans notre cas :</p> $L_{\min} > 4 \times 20 =80 \text{ [cm]}$ <p>On opte : L=1m</p>

Tableau II.17 Les dimensions de voile.

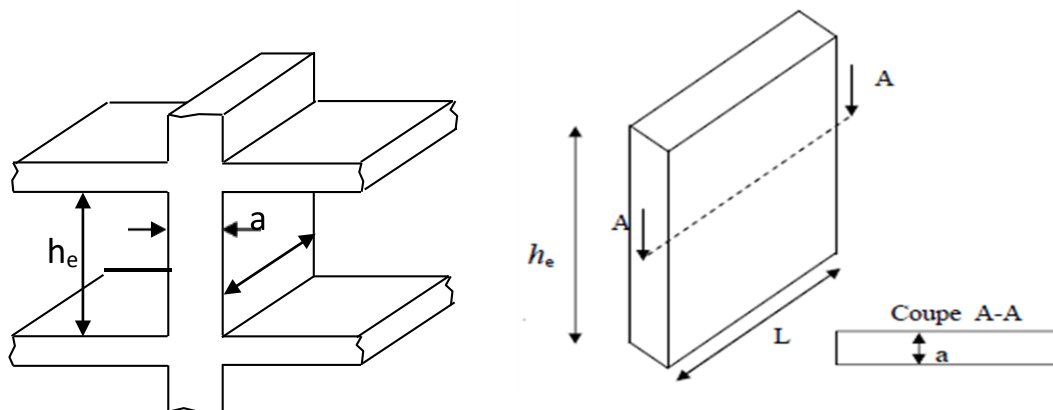


Figure II.6 Dimension de voile.

II.8 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Hauteur de plancher en corps creux : $h_t=16+4$
- ✓ Epaisseur de dalle pleine : $e=15\text{cm}$
- ✓ Epaisseur des voiles : $ep=20\text{cm}$

- Sections des poutres :
 - ✓ Poutres principales : $(30\times 40\text{cm}^2)$.
 - ✓ Poutres secondaires : $(30\times 35)\text{ cm}^2$.

- Sections des poteaux :
 - ✓ Poteaux, RDC, 1^{er} étage : $50\times 50\text{ cm}^2$
 - ✓ Poteaux 2^{ème}, 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage : $45\times 45\text{ cm}^2$
 - ✓ Poteaux, 6^{ème}, 7^{ème} 8^{ème} et 9^{ème} étage : $40\times 40\text{ cm}^2$

Chapitre III : Ferraillage des éléments secondaires

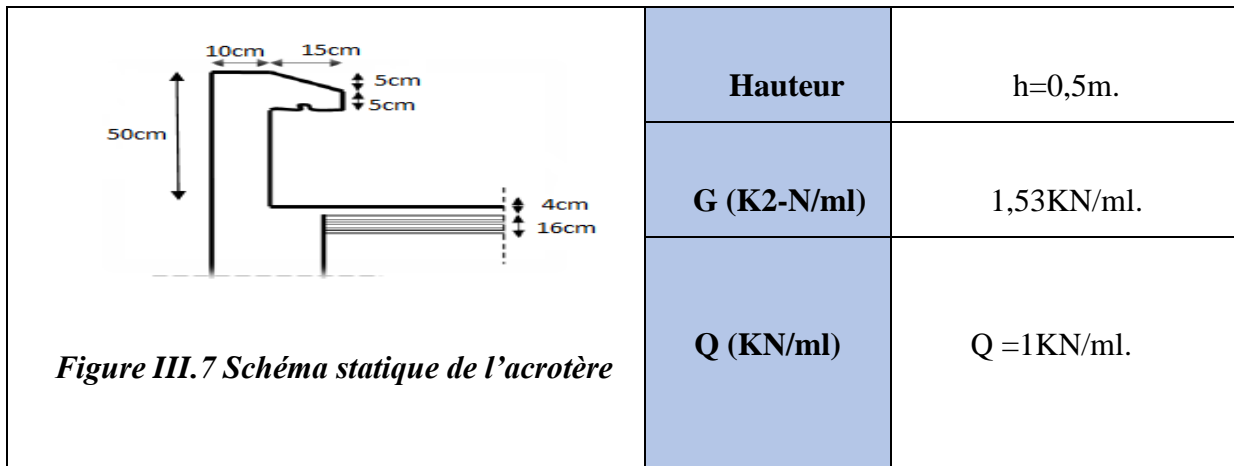
III.1 Introduction

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; 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.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA99V2003.

III.2 L'acrotère

Cet acrotère est encastré à sa base, Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur, le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable.



III.2.1 Calcul des sollicitations et combinaisons des charges

- Calcul des sollicitations

grammes des efforts internes	<div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p>Diagramme des moments $M = Q.H$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Diagramme des efforts tranchants $T = 0$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Diagramme des efforts normaux $N = G$</p> </div> </div>		
Combinations Des charges	ELU	$1,35G+1.5Q=1.35 \times NG+1.5NQ=1.35 \times NG$	$N_u = 2.065KN$
		$1.35MG + 1.5MQ = 1,35 MQ$	$M_u = 0, 75KN.m$
	ELS	$G +Q = NG+NQ = NG$	$N_s = 1.53KN$
		$MG+MQ = MQ$	$M_s = 0, 5KN.m$

- **Combinaisons des charges**

Combinaisons des charges	ELU	$1,35G+1.5Q=1.35 \times NG+1.5NQ=1.35 \times NG$	$N_u = 2.065KN$
		$1.35MG + 1.5MQ = 1,35 MQ$	$M_u = 0, 75KN.m$
	ELS	$G + Q = NG+NQ = NG$	$N_s = 1.53KN$
		$MG+MQ = MQ$	$M_s = 0, 5KN.m$

III.2.2 Ferrailage

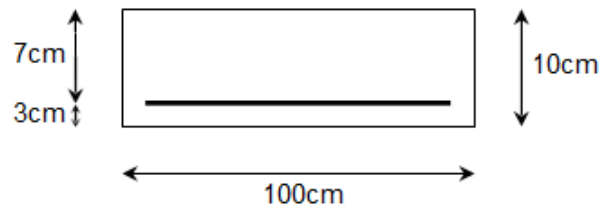
Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumis à la flexion composée

III.2.2.1 Calcul à l'ELU

a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.065} = 0.3631m$$

$$e_u = 36,31cm > \frac{h}{2} = 2cm$$



D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normale est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis en se ramené à la flexion composée.

b. Calcul de la section d'armature en flexion simple

❖ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :

g: distance entre «c_p tendues.» et le centre de gravité des armatures inférieures

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 36.31 + \frac{10}{2} - 3 = 38.31 \text{ cm}$$

D'où : $M_f = 2.065 \cdot 0.3831 = 0.791 \text{ KN.m.}$

Calcul des moments réduits		
$u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,791 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0113 < m_l = 0.392. \text{ S.S.A}$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 0.0113$	
Bras de levier du couple interne	$b = 0.939$	
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section fictive d'acier	$A = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,791 \times 10^3}{0,939 \times 7 \times 348}$	$A_f = 0,345 \text{ cm}^2$
la section d'acier en flexion composée	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ $A_u = 0,345 - (2.065 \times 10 / 348).$	$A_s = 0,292 \text{ cm}^2$

III.2.3 Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)

Condition de non fragilité.	$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{c28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right]$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$ $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5 \times 100}{1,53} = 32.67 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{32.67 - 0,445.7}{32.67 - 0,185.7} \right]$	$A_{min} = 0,796 \text{ cm}^2$.
<p>$A = A_{min} = 0,796 \text{ cm}^2$. soit 4HA8=2,01cm², avec un espacement de 20cm.</p> <p>$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$.</p>		
Les armatures de répartition.	A/4	0,5025cm ²
<p>4HA8=2,01cm², avec un espacement de 20cm.</p> <p>$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$.</p>		

b) Vérification de la contrainte de cisaillement:(ArtA.5.2.2/BAEL91) : $V_u = 1.5 Q$

a. Contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.)		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 70}$	$\tau_u = 0,214 \text{ MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_u} f_{c28} ; 4 \right\}$	2,5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}_u \leq m(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$	0,214 < 2.5 vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 70 \times 10,05}$ $\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm}$	$\tau_{se} = 0,23 \text{ MPa.}$
Contrainte tangentielle limite	$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$	$\overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$	0.23 < 3,15 vérifiée
<p>Armature principales: $S_t = 15 \text{cm} < \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{cm}$</p> <p>Avec: $h = 10 \text{cm}$ Condition vérifiée.</p> <p>Armatures de répartition: $S_t = 20 \text{cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40 \text{cm}$</p>		

c. Ancrage des barres (BAEL99/Art A.6.1, 23) $L_s = (\phi f_e) / (4)$
$\overline{\tau_u} = 0,6 (\psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1$ $L_s = (8 \times 400) / (4 \times 2,84) = 281,69 \text{ mm} \quad \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm .}$

III.2.4 Vérification à L'ELS

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5, 33)		
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3}400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$ $= \min \{266,66 ; 201,63\}$	$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01}$ <p>Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$</p> $\rho_1 = 0,287 \qquad \beta_1 = 0,915$	$\sigma_{st} = 38.83 \text{ MPa}$
Vérification	$38.83 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$	Condition Vérifiée

b) Vérification des contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12)		
Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$	15 MPA
Contrainte de béton calculée	$\rho_1 = 0,287 \quad \beta_1 = 0,915 \quad K = 43,82$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{38,83}{43,82}$	0,88MPa
Vérification	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$0.45 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

c) Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p=4.A.C_p.W_p$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : **A= 0.2 (ZoneII_b, grouped'usage2).**

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, **C_p= 0.3**

W_n : poids de l'acrotère, **WP= 1.71KN/ml.**

$$F_p=4 \times 0.2 \times 0.3 \times 1.71 = 0.103 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml.}$$

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

❖ **On opte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.**

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm² avec : St= 20cm.**
- Armatures de répartition : **4HA8/ml=2.01cm² avec : St= 20cm**

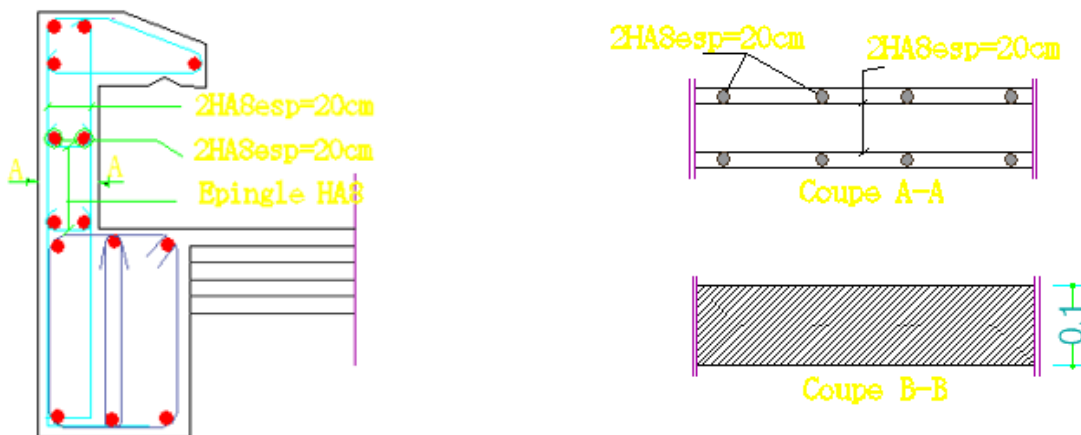


Figure III.8 Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Plancher en corps creux

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.

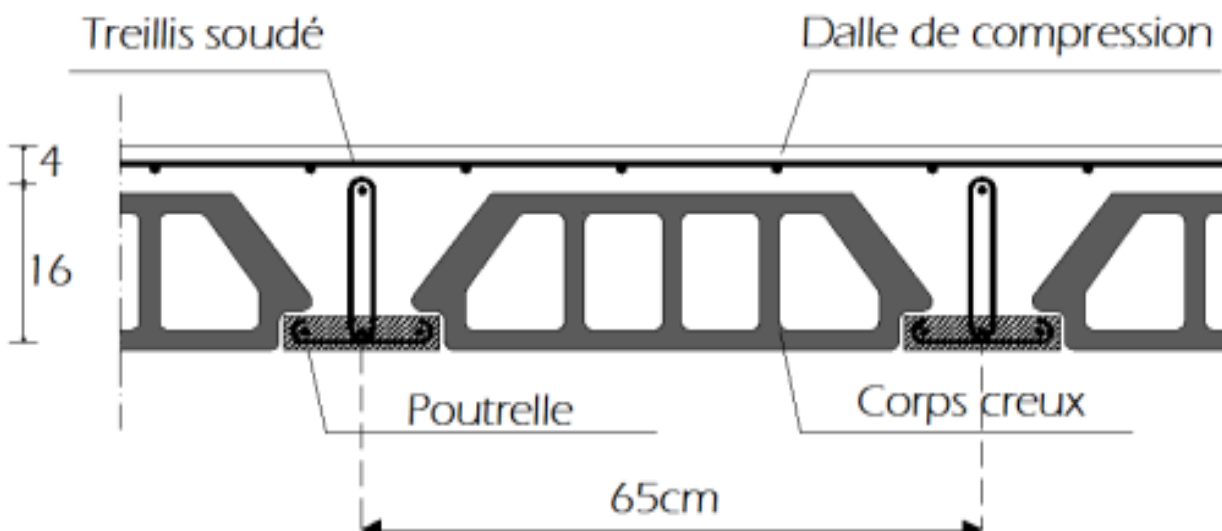


Figure 9 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.3.1 Étude de plancher

III.3.1.1 Dalle de compression

Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

	Section de calcul	Choix	Escapement
Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})	$50 \leq l' = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ Donc : $A_{\perp} = 4l'/f_e$ $= 4 \times 65 / 520 = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$	$5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} = 20\text{cm C.V}$
Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel})	$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$ $A_{\parallel} = 1,41 / 2 = 0,705\text{cm}^2$	$5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} = 33\text{cm C.V}$

III.3.1.2 Etude des poutrelles

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

➤ **1^{er} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :**

L'objectif de calcul avant coulage c'est déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffire à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire. et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

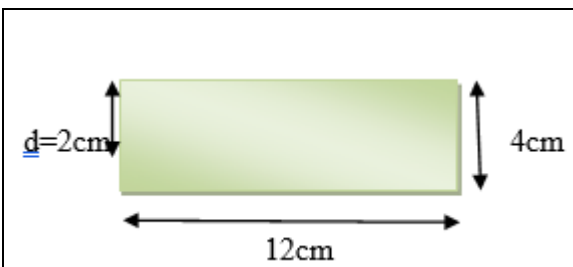


Figure III.10 Dimension de la poutrelle.

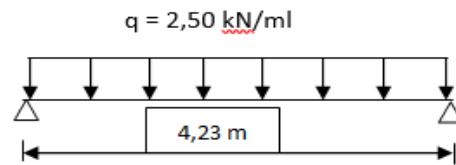


Figure III.11 Schéma statique (la plus défavorable).

Charges et surcharges	
Poids propre : $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/ml}$. Poids d'hourdis : $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{KN/ml}$. Le poids de l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/ml}$	
Combinaison de charge à ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,5\text{KN/ml}$.
Diagramme des moments	$M = q_u \cdot l^2 / 8 = 5,59\text{KN.m}$
Ferrailage (flexion simple)	$u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 8,20 \geq u_l = 0,392$ <p style="text-align: center;">« S.D.A; AC≠0 ».</p>

Conclusion
La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.

Tableau III.18 Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.

➤ **2^{eme} étape : Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **T** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

Charge Permanente G	Charge exploitation Q
Etage courant : G étage =5,56KN/m ²	Etage courant : Qe-cou=1,5KN/m ²
Terrasse : G terrasse=5,83KN/m ²	Terrasse : Qterrasse=1KN/m ²

Tableau III.19 Chargements de plancher en corps creux.

III.3.3 Charges et surcharges de plancher (16+4)

1. Calcul des chargements

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ kN/m}$.
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ kN/m}$
- Poids propre du plancher (RDC) : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ kN/m}$.
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$.
- Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

Donc :

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ kN/m};$$

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ kN/m}$$

1) La combinaison de charge :

ELU	$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.29 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_s = G + Q = 5.89 \text{ KN/ml}$

III.3.4 Choix de la méthode

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des 3 moments.

- **Condition d'application de forfaitaire : (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99)**

$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ On a: $Q_{\max} = 2,28 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G = 2 \times 3,61 ; 5)$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$	Condition vérifiée

La méthode forfaitaire est applicable.

1. Principe de la méthode

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

2. Exposé de la méthode

➤ Le rapport des charges (non pondérées) $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

➤ Calcule des moments isostatique $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

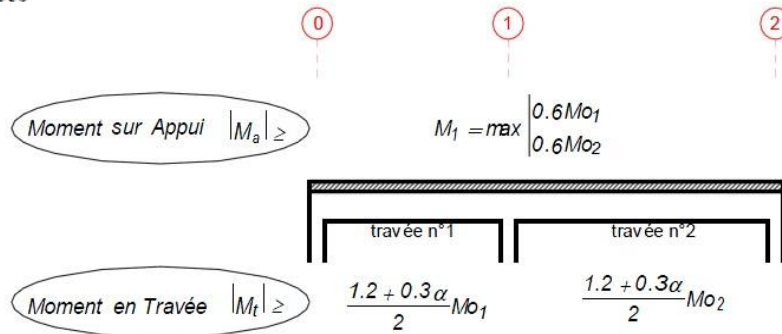
➤ Calcule des moments aux appuis

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

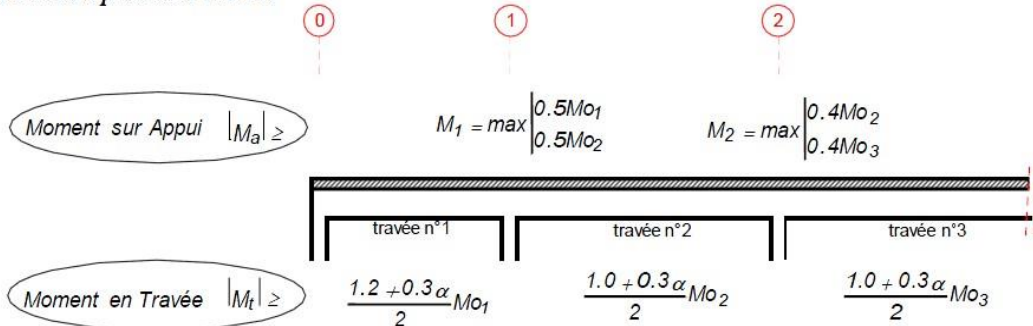
0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

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

• Poutre à 2 travées



• Poutres à plus de 2 travées



• Calcule des moments en travée :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée de rive.}$$

Tel que : M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

• Application de la méthode

✓ Le rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.28}{2.28+3.61} = 0.387 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

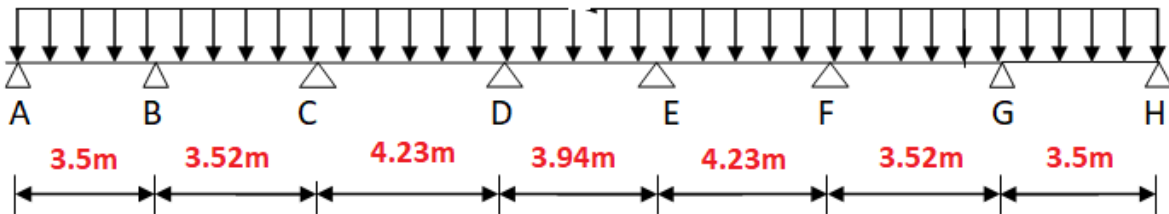
		Travée intermediaires	Travée de rive
α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2}$
0,387	1.116	0,558	0,658

Remarque :

Dans notre cas, on à 3type à étudier

- Poutre sur 8 appuis
- Poutres sur 4 appuis
- Poutres sur 3 appuis

1. Type 01



✓ Calcule des moments isostatiques

Travée A-B : $M_{0AB} = 8.29 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 12.69 \text{KN.m}$

Travee	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
M_0 (KN/ml)	12.69	12.83	18.54	16.08	18.54	12.83	12.69

✓ Calcule des moments aux appuis

Travée A-B : $M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 * 12.69 = 3.807 \text{ KN.m}$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M_e (KN/ml)	$0.3 M_{0AB}$	$0.5 M_{0BC}$	$0.4 M_{0CD}$	$0.4 M_{0CD}$	$0.4 M_{0EF}$	$0.4 M_{0EF}$	$0.5 M_{0FG}$	$0.3 M_{0GH}$
Moment Sur appuis	3.807	6.415	7.416	7.416	7.416	7.416	6.415	3.807

✓ Calcul des moments en travées

- Travée de rive AB :

$$M_t \geq \max(1.05 \times 12.69 ; 1.116 \times 12.69) - \frac{3.807 + 6.415}{2} = 9.051 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.658 \times 12.69 = 8.35 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{AB} = 9.051 \text{ KN.m}$

- Travées intermédiaires BC :

$$M_t \geq \max(1.05 \times 12.83 ; 1.116 \times 12.83) - \frac{6.415 + 7.416}{2} = 7.403 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.558 \times 12.83 = 7.159 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{BC} = 7.403 \text{ KN.m}$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
$M_{11}(\text{KN.m})$	9.051	7.403	13.277	10.529	13.274	7.403	9.051
$M_{12}(\text{KN.m})$	8.35	7.159	10.345	8.972	10.345	7.159	8.35
$M_t(\text{KN.m})$	9.051	7.403	13.277	10.529	13.274	7.403	9.051

✓ Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta (x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$

- T(x) : effort tranchant sur appui ;
- $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;
- M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique ;
- T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- L : longueur de la travée

Application

Travée AB
$$T_1 = \frac{8.29 \times 3.5}{2} + \frac{(-6.416) - (-3.807)}{3.5} = \mathbf{13.762 \text{ KN}}$$

$$T_2 = -\frac{8.29 \times 3.5}{2} + \frac{(-6.416) - (-3.807)}{3.5} = \mathbf{-15.249 \text{ KN}}$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L (M)	3.5	3.52	4.23	3.94	4.23	3.52	3.5
T ₁ (KN)	13.762	14.306	17.533	16.331	17.533	14.874	13.762
T ₂ (KN)	-15.249	-14.874	-17.533	-16.331	-17.533	-14.305	-15.252

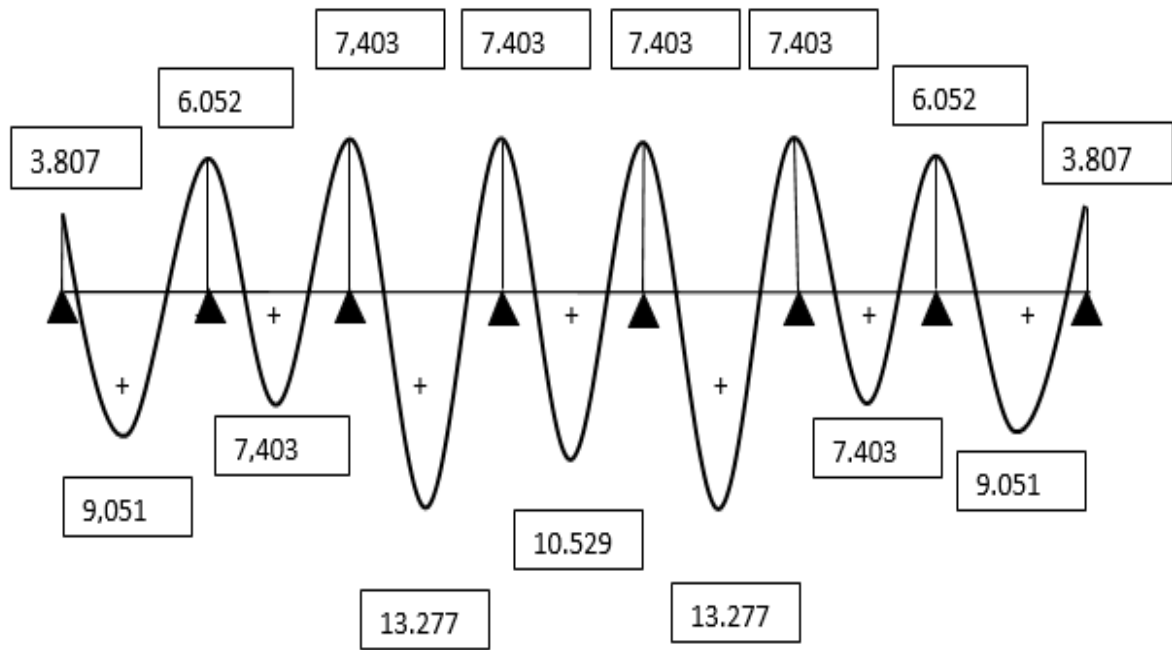


Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN).

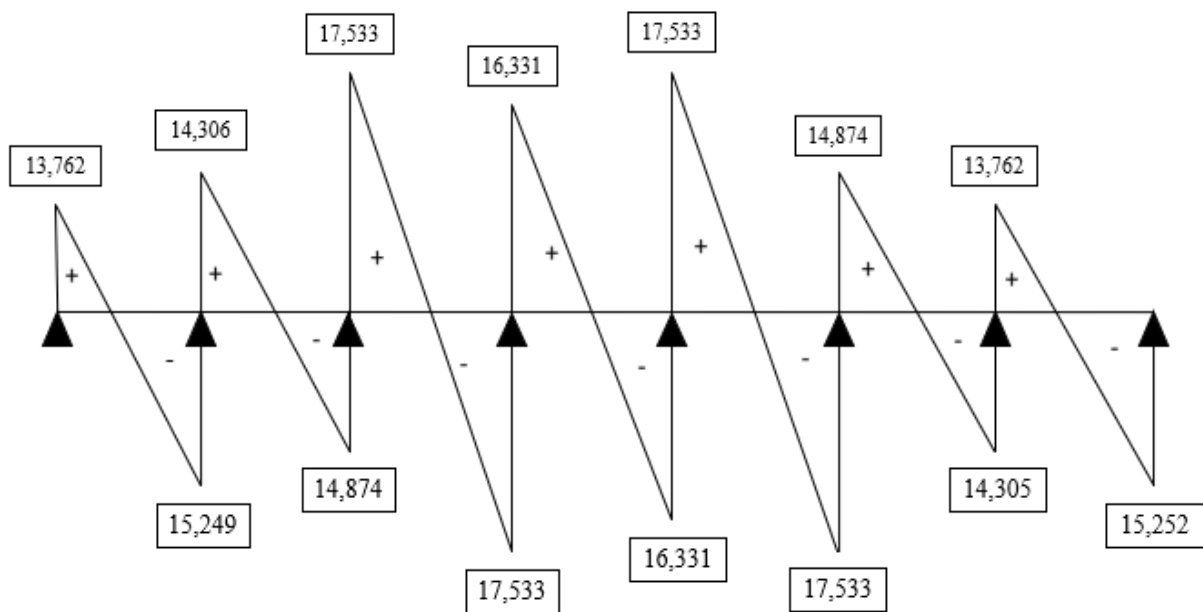
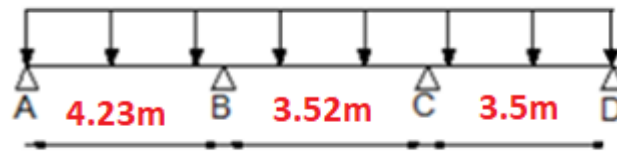


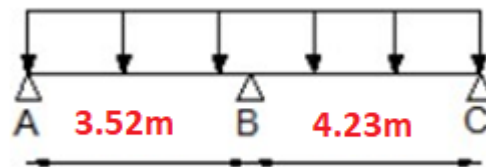
Figure III.13 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN)

2. Type 02



Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_i (KN) X=0	T_{i+1} (KN) X=L
AB	18.54	5.562	9.27	13.274	16.657	-18.409
BC	12.83	9.27	6.415	8.442	15.401	-13.779
CD	12.69	6.415	3.807	9.051	15.252	-13.762

3. Type 03



Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_i (KN) X=0	T_{i+1} (KN) X=L
AB	12.83	3.849	11.124	8.442	3.836	-7.908
BC	18.54	11.124	5.562	12.347	18.847	-16.219

III.3.5 Ferrailage des poutrelles

Calcul des armatures

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifier à l'état limite de service.

III.3.5.1 Calcul à ELU

a) Armatures longitudinales

- **En travées :**

Le moment maximal en travée est : $M_{\max}^t = 13,277 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si :

$M_t^{\max_{\text{tab}}}$ L'axe neutre est dans la nervure. dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{\text{tab}} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.17 - 0.04/2) \times 14.2 \times 1000 = 55,38 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\text{tab}} = 55,38 \text{ KN.m}}$$

M_{\max}^t L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{13,277 \times 10^3}{65 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,049 \Rightarrow \beta = 0.97$$

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

$$A_{st} = \frac{13,277 \times 10^3}{0,974 \times 17 \times 348} = 2,30 \text{ cm}$$

Soit : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}$

Mt (KN.m)	Mtab(KN.m)	obs.	μ	β	Ast (cm ²)	Choix
13.277	55.38	SSA	0,049	0,974	2.30	3HA10

• Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.416 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7.416 \times 10^3}{65 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.027 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,9863$$

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

Donc :

$$A_a = \frac{7.416 \times 10^3}{0,9863 \times 17 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Ma (KN.m)	μ	obs.	β	Ast	Choix
7.416	0,027	SSA	0,986	1,34	2HA10

b) Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_1^{\max} \right\} \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\}^2$$

Φ^{\max_1} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\varphi = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 2 \text{ RL}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• L'espace des cadres

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 17; 40\text{cm}) = 15,3 \text{ cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{2.35 \times 400}{12 \times 0,4} = 195.8\text{cm}$$

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

Condition	Choix
$\Phi_t \leq (\Phi_l; \min ; h/35, b_0 /10)$	$\Phi_t=6\text{mm}$
$\Phi_t \leq (1\text{mm} ; 5,7 ; 1,2\text{mm})$	On choisit un étrier $A_t=2\Phi_6=0,57\text{cm}^2$
$St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = (0,9 \times 17; 40)=15.3$	$St=15\text{cm}$

III.3.5.2 Vérification à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2$ <<condition vérifier>>

Aux appuis : $A_a = 1.57\text{cm} > A_{\min} = 0.25\text{cm}^2$ <<condition vérifier>>

2) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.533 \times 10}{17 \times 12} = 0.85 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.85\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$ <<condition vérifier>>

3) Vérification de la contrainte d'adhérence

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.84 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.01$$

⇒: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times \pi \times 10 = 62.80 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.533 \times 10}{0.9 \times 17 \times 62.80} = 0.182 \text{ MPA}$$

$$u = \frac{10.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} \text{ Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre φ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = \mathbf{35,21 \text{ cm}}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.4b_0 (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 12 \times 0.9 \times 17 \times 25 \times 0.1}{1.5} = 122.4 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} \leq 122.4 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$V_{\max} = 15.252 \text{ KN} < 122.4 \text{ KN}$ «condition vérifiée»

➤ **Appuis intermédiaires :**

$V_{\max} = 17.533 \text{ KN} < 122.4 \text{ KN}$ «condition vérifiée»

III.3.5.3 Calcul à L'ELS

Le chargement à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (3.61 + 2.28) = 5.89 \text{ KN/ml}$$

1. Les efforts internes

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$q_u = 8.29 \text{ KN/ml}$; $q_s = 5.89$; $q_s / q_u = 0.710$

$$M_s = M_u \times 0.710$$

➤ **Type01 : Poutre à 7 travée**

Calcul des moments isostatique

Travée A-B : $M_{01} = 5.89 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 9.01 \text{ KN.M}$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
M_0 (KN/ml)	9.01	9.12	13.17	11.42	13.17	9.12	9.01

Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.01 = 2.703 \text{KN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M_e (KN/ml)	0.3 M_{0AB}	0.5 M_{0BC}	0.4 M_{0CD}	0.4 M_{0CD}	0.4 M_{0EF}	0.4 M_{0EF}	0.5 M_{0FG}	0.3 M_{0GH}
Moment Sur appuis	2.703	4.56	5.268	5.268	5.268	5.268	4.56	2.703

✓ Calcul des moments en travées :

- travée de rive AB :

$$M_t \geq \max(1.05 \times 9.01 ; 1.116 \times 9.01) - \frac{2.703 + 4.56}{2} = 6.419 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.658 \times 9.01 = 5.92 \text{KN.m}$$

Soit : $M_{AB} = 6.419 \text{KN.m}$

- Travées intermédiaires BC :

$$M_t \geq \max(1.05 \times 9.12 ; 1.116 \times 9.12) - \frac{4.56 + 5.268}{2} = 5.263 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.558 \times 9.12 = 5.08 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{BC} = 5.263 \text{KN.m}$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
$M_{t1}(\text{KN.m})$	6.419	5.263	14.69	12.74	14.69	5.263	5.263
$M_{t2}(\text{KN.m})$	5.92	5.08	7.34	6.37	7.34	5.08	5.92
$M_t(\text{KN.m})$	6.419	5.263	14.69	12.74	14.69	5.263	6.419

Calcul des efforts tranchants

Travée AB :

$$T_1 = \frac{5.89 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.56) - (-2.703)}{3.5} = \mathbf{9.776 \text{ KN}}$$

$$T_2 = -\frac{5.89 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.56) - (-2.703)}{3.5} = \mathbf{-10.83 \text{ KN}}$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L (M)	3.5	3.52	4.23	3.94	4.23	3.52	3.5
T _e (KN)	9.776	10.16	12.457	11.60	12.45	10.56	10.83
T _w (KN)	-10.83	-10.56	-12.457	-11.60	-12.45	-10.16	-9.776

➤ **Type 02**

Travées	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN) X=0	T _{i+1} (KN) X=L
AB	13.17	3.951	6.585	9.422	11.83	-13.08
BC	9.12	6.585	4.56	5.08	10.94	-9.79
CD	9.01	4.56	2.703	6.41	10.83	-9.77

➤ **Type 03**

Travées	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN) X=0	T _{i+1} (KN) X=L
AB	9.12	2.736	7.902	6	8.89	-11.83
BC	13.17	7.902	3.951	8.76	13.39	-11.52

2. Vérification des contraintes à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$M_u^{\max} = 13.277 * 0.71 = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^{\max} = 7.416 * 0.71 = 5.26 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$ $M_t^S = 9.42 \text{ KN}$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17} = 1.15$$

$$\rho = 1.15 \Rightarrow \beta_1 = 0.853 \quad \text{et} \quad K = 19.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{9.42 \times 10^3}{2.35 \times 0.853 \times 17} = 276.42 \text{ MPa}$$

$$= 276.42 / 19.01 = 14.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

«condition vérifiée»

Aux appuis

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$M_{ap}^{\max} = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 17} = 0.769$$

$$\rho = 0.769 \Rightarrow \beta_1 = 0.873 \quad \text{et} \quad K = 24.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{5.26 \times 10^3}{1.57 \times 0.873 \times 17} = 225.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 225.74 / 24.37 = 9.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.26 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

«condition vérifiée»

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

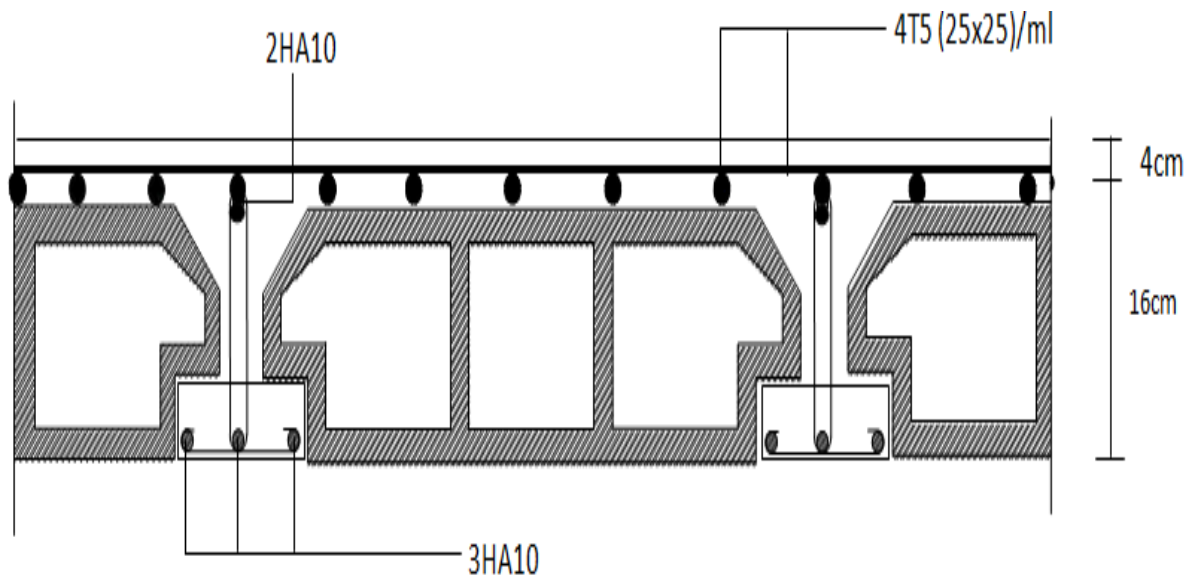
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{20}{423} = 0.047 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{20}{423} = 0.047 \geq \frac{1}{15} \times \frac{13,274}{18,54} = 0.047 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{Ax}{bo \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \frac{2,35}{12 \times 18} = 6,52 \times 10^{-3} \leq \frac{3,6}{400} = 9 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

En appuis :



En travée :

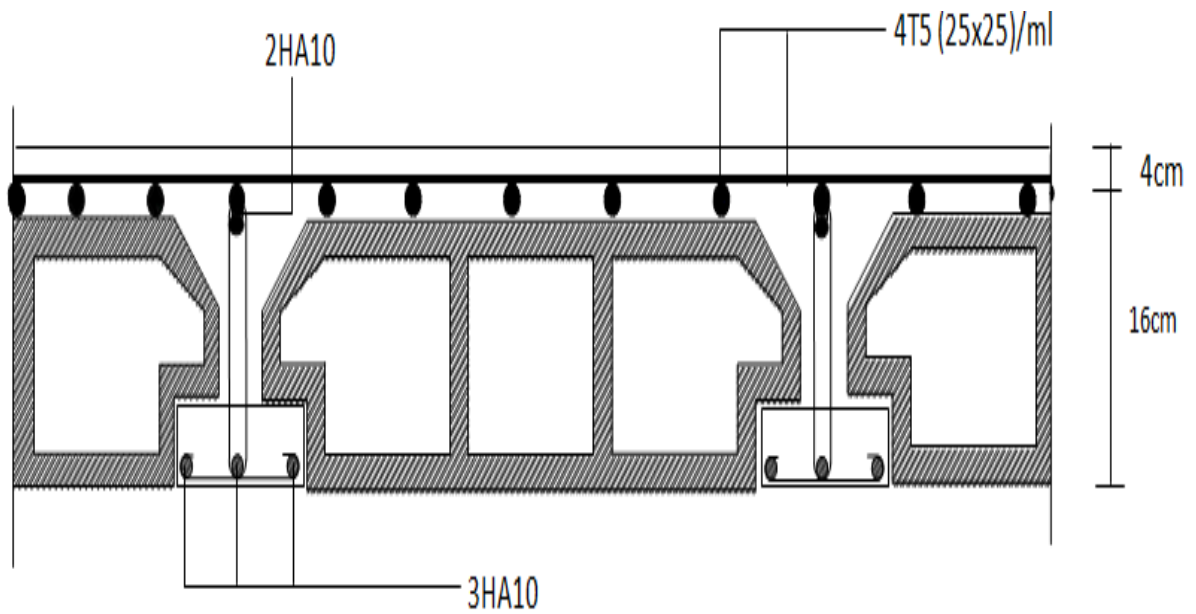


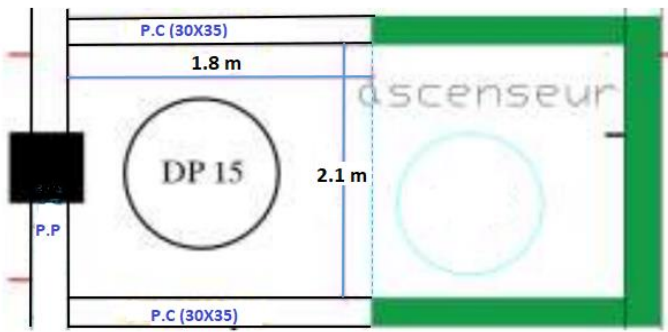
Figure III.14 Schéma de ferrailage du plancher d'étage.

III.4 Plancher en dalle pleine

III.4.1 Dimensionnement

h_0 : Épaisseur de la dalle selon le RPA99 version 2003 doit être au moins égale à 12cm. Donc on prend $h_0=15\text{cm}$.

III.4.2 Caractéristique

Chargements	Uniformément répartie $G=5,27\text{KN/m}^2$. $Q=1.5\text{KN/m}^2$.	Dimensions: 
La surface de dalle	$S = 1.8 \times 2.1 = 3,78 \text{ m}^2$	
Domaine de portance	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{210} = 0.85$ $0,4 \leq \rho = 0,85 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.	

III.4.3 Combinaisons des charges

	ELU	ELS
Chargement	$q_u = 1.35 G + 1.5Q$ $= (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 1,5) \times 1 = 9,364 \text{KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $= (3,75 + 1,5) \times 1 = 4,75 \text{KN/ml}$

III.4.4 Calcul des moments fléchissant

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	0,85	0,85
Coefficient de poisson	$u=0$	$u=0,2$
μ_x	0,0809	0,0579
μ_y	0,685	0,778

1.Moment du poids propre de la dalle pleine

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

	ELU	ELS
M_x	2,454KN.m	1,27KN.m
M_y	1,68KN.m	0,988KN.m

2.Correction des moments:

	ELU	ELS
en travée : $M_t = 0,85 M$	$M_x^t = 0,85 \times 2,454 = 2,085 \text{KN.m}$	$M_x^t = 0,85 \times 1,27 = 1,079 \text{KN.m}$
	$M_y^t = 0,85 \times 1,68 = 1,428 \text{KN.m}$	$M_y^t = 0,85 \times 0,988 = 0,839 \text{KN.m}$
aux appuis : $M_a = -0,3 M$	$M_x^a = -0,3 \times 2,454 = -0,736 \text{KN.m}$	$M_x^a = -0,3 \times 1,27 = -0,381 \text{KN.m}$
	$M_y^a = -0,3 \times 1,68 = -0,504 \text{KN.m}$	$M_y^a = -0,3 \times 0,988 = -0,296 \text{KN.m}$

III.4.5 Ferraillage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \qquad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $d = h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$ $\sigma_{st} = 400/1,15 = 348 \text{ MPA}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	0,736	0,036 ≤ 0,392 S.S.A	0,982	0,179	2,01	4HA8	25
	Y-Y	0,504	0,002 ≤ 0,392 S.S.A	0,999	0,12	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	2,085	0,010 ≤ 0,392 S.S.A	0,995	0,501	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,428	0,006 ≤ 0,392 S.S.A	0,997	0,342	2,01	4HA8	25

III.4.6 Vérification à L'ELU

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

Condition de non fragilité	Sens X-X
	$\omega = \frac{A}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$ $A_{min} \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,85) / 2$ $A_{min} = 1,29 \text{ cm}^2$

Ferraillage	Sur appuis	$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.
	En travée	$A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée
	Sens Y-Y		
	$A_Y \min = W_{0xb} \times h$ $= 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$		
	Sur appuis	$A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_y > A_y^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée
	En travée	$A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_y > A_y^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée

b. Ecartement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

	Sens X-X	Sens Y-Y
Sur appuis	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ CV
En travée	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ CV

c. Contrainte tangentielle BAEL99 Art A.5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u = q_u \times L_X \times L_Y = 9,364 \times 1,8 \times 2,1 = 35,395 \text{ KN}$$

L'effort tranchant	Au milieu de L_X	$T_{\max} = \frac{P_u}{(2L_X + L_Y)} = \frac{35,395}{(2 \times 1,8) + 2,1} = 6,209 \text{ KN}$
	Au milieu de L_Y	$T_{\max} = \frac{P_u}{3L_Y} = \frac{35,395}{3(2,1)} = 5,618 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{6,209 \times 1000}{1000 \times 120} = 0,00517 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)			
Contrainte tangentielle	$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$ Avec : $\psi_s = 1,5$ pour HA		$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu_i}$ Avec : $T_u = 6,209 \text{ MPA}$ $d = 0,9h_t = 13,5 \text{ cm}$ $\Sigma u_i = n\pi\phi$		
	Sens X-X	$\Sigma u_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$	$\tau_u = 0,508 \text{ MPA}$
	Sens Y-Y	$\Sigma u_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$	$\tau_u = 0,508 \text{ MPA}$
Vérification	Sens X-X	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$ 0,508 < 3,15	
	Sens Y-Y	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$ 0,508 < 3,15	

f. Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91)

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte admissible d'adhérence $\bar{\tau}_{su} : 0.6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$ La longueur de scellement droit			
Sur appuis	$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$	$L_s = 30 \text{ cm.}$	$L_c = 0.4 \times 35 = 12 \text{ cm.}$
En travée	$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$	$L_s = 30 \text{ cm.}$	$: L_c = 0.4 \times 35 = 12 \text{ cm.}$

III.3.6 Verification à L'ELS

a. Vérification des contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
<p>Contrainte limite de béton</p> <p>$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 = 15 \text{ MPA}$</p> <p>$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \qquad \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot As}$</p>		
En travée:	<p>$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 120} = 0,016$</p> <p>$\beta_1 = 0,980 \quad k_1 = 212,3$</p> <p>$\sigma_{st} = \frac{1,079 \times 10^6}{201 \times 0,98 \times 120}$</p> <p>$\sigma_{bc} = \frac{45,64}{212,3}$</p>	<p>$\sigma_{st} = 45,64 \text{ MPA}$</p> <p>$\sigma_{bc} = 0,21$</p>
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<p>$0,21 < 15 \text{ MPA}$</p> <p>C.V</p>

Aux appuis :	<p>$\rho_1 = 0,016$</p> <p>$\beta_1 = 0,980 \quad k_1 = 212,3$</p> <p>$\sigma_{st} = \frac{0,381 \times 10^6}{0,98 \times 201 \times 120}$</p> <p>$\sigma_{bc} = \frac{16,11}{212,3}$</p>	<p>$\sigma_{st} = 16,11 \text{ MPA}$</p> <p>$\sigma_{bc} = 0,075 \text{ MPa}$</p>
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<p>$0,0759 < 15 \text{ MPA}$</p> <p>C.V</p>

b. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_y^t} \qquad \frac{15}{180} = 0,083 \geq \frac{1,079}{20 \times 0,839} = 0,064 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_o \times d} \leq \frac{2}{f_e} \qquad \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Remarque

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

Conclusion

Après toutes vérifications, la dalle pleine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

4HA8/ml avec un espacement $s_t = 25$ cm.

Sens y-y

4HA8/ml avec un espacement $s_t = 25$ cm.

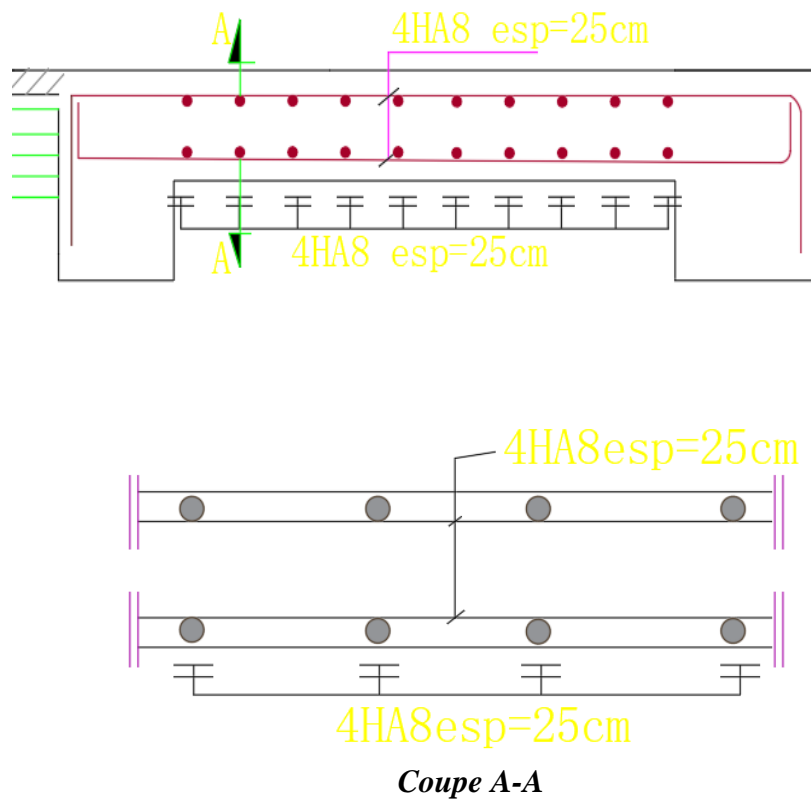


Figure III.15 Ferraillage de la dalle pleine

III.5 La salle machine

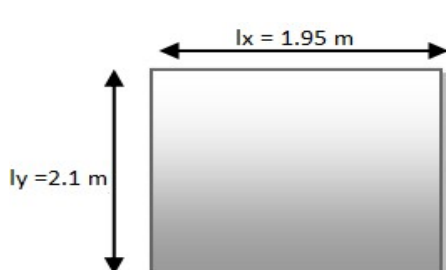
Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($V= 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est $(1,95 \times 2,1) = 4,095 \text{ m}^2$ la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, Repartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur .

III.5.1 Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{195}{30} = 6,5 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur de la dalle selon le RPA99 version 2003 doit être au moins égale à 12cm. Donc on prend $h_0=15\text{cm}$.

III.5.2 Caractéristique

Chargements	Uniformément répartie	$G=3,75\text{KN/m}^2.$ $Q=1\text{KN/m}^2.$	Dimensions: 
	Localisée	$P=90\text{KN}.$	
Domaine de portance	$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{195}{210} = 0.928$ $0,4 \leq \rho = 0,928 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.		

III.5.3 Sollicitation

Dimensions :

Feuillet moyenne	$U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \quad V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2)$ <p>avec : $h_t = 15\text{cm}$; e : revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)</p> $U = 80 + 10 + 15 = 105\text{m} \quad V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$
------------------	---

	ELU	ELS
Chargement	$P_u = 1.35 P$ $= 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ K}$	$P_s = P$ $= 90 \text{ KN}$
	$q_u = 1.35 G + 1.5Q$ $= 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1$ $= 6.5625 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $= 3.75 + 1$ $= 4.75 \text{ KN/ml}$
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	0,92	0,92
Coefficient de poisson	$u=0$	$u=0,2$
μ_x	0,538	0,051
μ_y	0,5	0,875

A L'ELU :

$$\mu_x = \frac{u}{L_x}$$

$$\mu_y = \frac{v}{L_y}$$

A L'ELS : ($\mu_x ; \mu_y$) \Rightarrow Tableau abaques de pigeaud

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = P(M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = P(M2 + \nu M1)$$

Avec : M1 et M2 : coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de
(pet les rapports U/Lx et V/Ly)

	ELU	ELS
M_{x1}	12,15KN.m	10,44KN.m
M_{y1}	9,72KN.m	9 KN.m

b. Moment du poids propre de la dalle pleine

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

	ELU	ELS
M_{x2}	1,0929KN.m	1,134KN.m
M_{y2}	0,055KN.m	0,992KN.m

c. Superposition des moments

	ELU	ELS
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	13,242KN.m	11,574KN.m
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	9,775KN.m	9,992KN.m

d. Correction des moments

	ELU	ELS
en travée : $M_t = 0,85 M$	$M_x^t = 0,85 \times 13,242 = 11,255 \text{ KN.m}$	$M_x^t = 0,85 \times 11,574 = 9,837 \text{ KN.m}$
	$M_y^t = 0,85 \times 9,775 = 8,308 \text{ KN.m}$	$M_y^t = 0,85 \times 9,992 = 8,493 \text{ KN.m}$
aux appuis : $M_a = 0,3 M$	$M_x^a = -0,3 \times 13,242 = -3,972 \text{ KN.m}$	$M_x^a = -0,3 \times 11,574 = -3,472 \text{ KN.m}$
	$M_y^a = -0,3 \times 9,775 = -2,932 \text{ KN.m}$	$M_y^a = -0,3 \times 9,992 = -2,997 \text{ KN.m}$

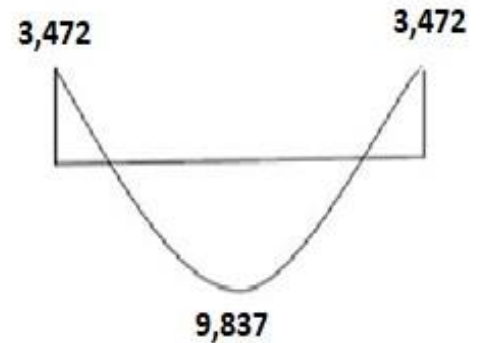
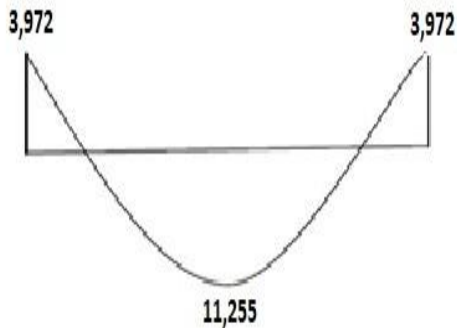
- Diagramme des efforts internes

ELU

ELS

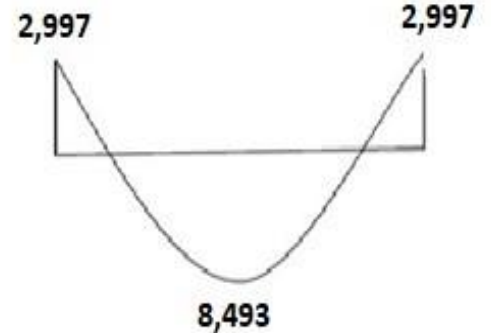
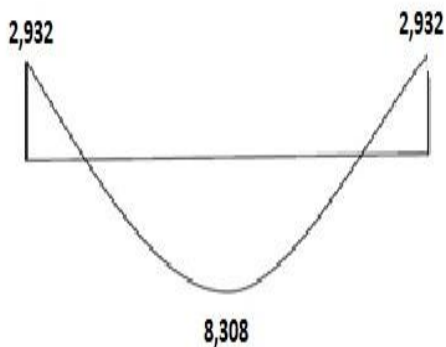
SENS XX :

SENS XX :



SENS YY :

SENS YY :



III.5.4 Ferraillage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \qquad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $d = h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$ $\sigma_{st} = 400/1,15 = 348 \text{ MPA}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	St (cm)
Sur appuis	X-X	3,972	0,019 ≤ 0,392 S.S.A	0,990	0,96	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,932	0,01 ≤ 0,392 S.S.A	0,993	0,70	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	11,255	0,05 ≤ 0,392 S.S.A	0,970	2,77	3,14	4HA10	25
	Y-Y	8,308	0,04 ≤ 0,392 S.S.A	0,980	2,03	3,14	4HA10	25

III.5.5 Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

Condition de non fragilité	$\omega = \frac{A}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$ $A_{\min} \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,92) / 2$ $A_{\min} = 1.248 \text{cm}^2$		
	Sur appuis	X-X	$A_x^a = 2,01 \text{cm}^2$ $A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.
	Y-Y	$A_x^t = 3,14 \text{cm}^2$ $A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.	
En travée	X-X	$A_x^a = 2,01 \text{cm}^2$ $A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.	
	Y-Y	$A_x^t = 3,14 \text{cm}^2$ $A_x > A_x^{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.	

Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)	
$\phi \leq \phi_{\max}$ $10 \text{mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm}$	$\theta = 10 \text{mm} < \theta_{\max} = 15 \text{mm}$ Condition vérifiée.

I. Ecartement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (2h, 25)$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (3h, 33)$

	Sens X-X	Sens Y-Y
Sur appuis	$S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{cm}$ Condition vérifiée	$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ Condition vérifiée
En travée	$S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{cm}$ Condition vérifiée	$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ Condition vérifiée

b. Vérification de poinçonnement BAEL99 Art A.5.2,42	
$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $\mu_c = 2 \times (U + V) = 4,20 \text{ m.} \quad h = 0.15 \text{ m}$ $Q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$	$Q_u = 121,5 < \text{KN } 472,5 \text{ KN}$ <p>=> condition vérifiée</p>
Aucune armature transversale n'est nécessaire	

c. Contrainte tangentielle BAEL99 Art A.5.2,2 $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bxd} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$		
L'effort tranchant	Au milieu de U	$T_{\max} = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38.57 \text{ KN}$
	Au milieu de V	$T_{\max} = \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3(1,05)} = 38.57 \text{ KN}$
$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bxd} = \frac{38.57}{1 \times 0,12} = 32.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$		

III.5.6 Vérification a ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

α : position de l'axe neutre

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

Zone	Sens	Mu	μ	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	X-X	9,837	0,048	0,061	1,144	0,322	$\alpha = 0,061 \leq 0,322$ C.V
	Y-Y	8,493	0,041	0,053	0,978	0,239	$\alpha = 0,053 \leq 0,239$ C.V
Sur appuis	X-X	3,472	0,019	0,02	1,144	0,322	$\alpha = 0,02 \leq 0,322$ C.V
	Y-Y	2,997	0,014	0,017	0,979	0,24	$\alpha = 0,017 \leq 0,24$ C.V

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

c. Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times (1,05+1,05) = 4,2m$

$Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 KN$

$$\frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 0,15 \times 4,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 KN$$

$Q_u = 121,5 KN \leq 472,5 KN \longrightarrow$ Condition vérifiée

c. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche) : BAEL99 Art B.7.5

a) $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tu}}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{195} = 0.076 > \frac{9,837}{20 \times 11,574} = 0,04 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) $\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow$ condition vérifiée

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

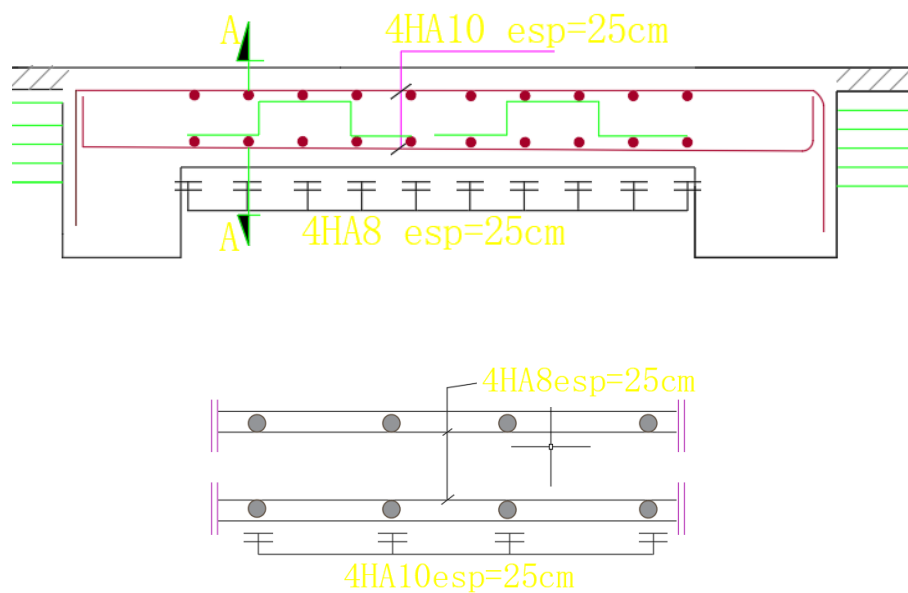
Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

4HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

Sens y-y :

4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm

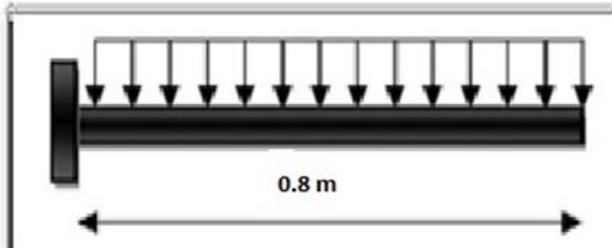


Coupe A-A

Figure III.16 Ferraillage de la salle machine.

III.6 Balcon

III.6.1 Caractéristiques et sollicitations

	Longueur	L=0.8 m.
	Hauteur	h=0,15m
	G (KN/m²)	5,27KN/m ² .
	Q (KN/m²)	Q =3,5KN/m ² .
	g (KN/m²)	g=1.62KN/m ²
ELU	$q_u = (1,35G + 1.5Q) \times 1ml$	$q_u = 12,3645KN/m$
	$g_u = (1,35g) \times 1ml$	$g_u = 2.19KN/m$
ELS	$q_s = (G + Q) \times 1ml$	$q_s = 8,77KN/m$
	$g_s = g \times 1ml$	$g_s = 1.62KN/m$

- Charge concentrée (garde corps)

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			1,62

- Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

Calcul des efforts :

	Moments fléchissant	Effort tranchant
ELU	$M_U = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot l$ $M_U = \frac{12.3645 \times (0.8)^2}{2} + 2.19 \times 0.8$ $= 5.7 \text{ KN.m}$	$V_u = q_u \cdot l + g_u$ $V_u = 12.3645 \times 0.8 + 2.19$ $= 12.08 \text{ KN}$
ELS	$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \cdot l$ $M_s = \frac{8.77 \times (0.8)^2}{2} + 1.62 \times 0.8$ $= 4.1 \text{ KN.m}$	$V_s = q_s \cdot l + g_s$ $V_s = 8.77 \times 0.8 + 1.62$ $= 8.63 \text{ KN}$

III.6.2 Ferraillage

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

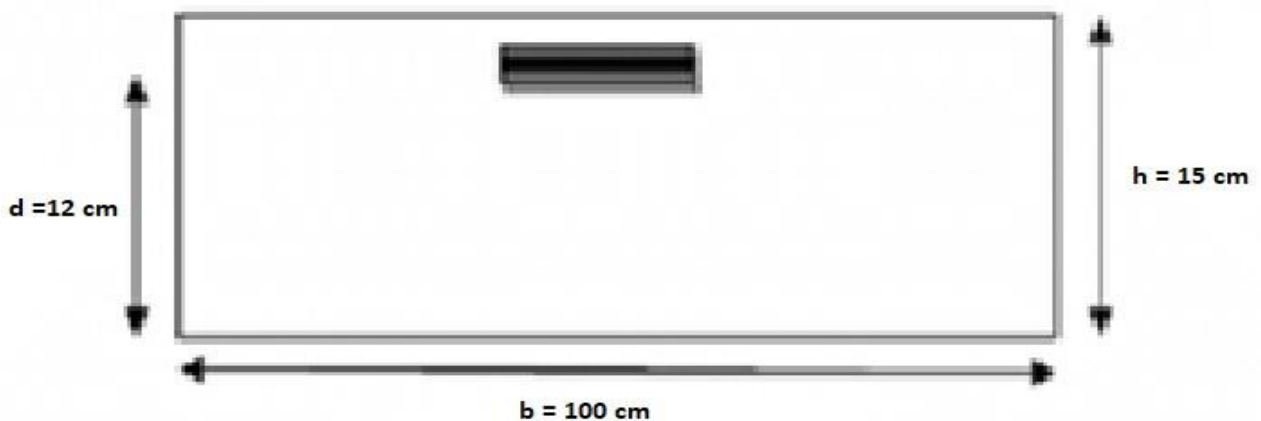


Figure III.17 Disposition des armatures principales du balcon.

a. Calcul des moments réduits

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.7 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.027$$

$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (S.S.A).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.027$ donc : $\beta = 0.987$

Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$ $A_s = \frac{5.7 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348}$	$A_s = 1.38 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_t 28 / f_e$	$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$
$A_s = 1.38 \text{ cm}^2$ soit $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Soit : $A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$ C.V Avec un espacement : $S = 25 \text{ cm} < S_{max} \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. C.V		
Les armatures de répartition	A/4	0.785 cm^2
soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S = 25 \text{ cm} < S_{max} = \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. C.V		

III.6.3 Vérification à L'ELU

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.).		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12.08}{100 \times 12} \times 10$	$\tau_u = 0,10 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25; 4 \text{ MPa} \right\}$ $= \min \{ 2.5; 4 \}$	$\tau_u = 2,50 \text{ MPA}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0,10 < 2,5$ C.V

a. Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d\Sigma\mu_i}$ Avec : $\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$	$\tau_u = 0,89 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5 \text{ pour HA}$	$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$	$0,89 < 3,15 \text{ C.V}$

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :	
$\sigma_{s,dm} = f_e / \gamma_s$	348MPA
$A_r = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{v_u}{\sigma_{s,adm}}$	$3,14 \geq 0,03 \text{ C.V}$

III.6.4 Verification à L'ELS

a. Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5,33)		
Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$ $= \left\{ \text{Min} \frac{2}{3} \times 400 \quad 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$	$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$
Contrainte d'acier calcule	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26$ $\beta_1 = 0,919 \quad K_1 = 46,73$	$\sigma_{st} = 118,4 \text{ MPA}$
Vérification	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	$118,4 < 201,63$ c.v

b. Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{118,4}{46,73}$	$\sigma_{bc} = 2,53 \text{ MPA}$
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	2,53 < 15MPa vérifiée

Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{80} = 0.187 > \frac{1}{16} = 0.063$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{4,1}{10 \times 4,1} = 0.1$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée.**

Remarque

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

Conclusion

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Selon x-x : 4HA10 avec $S_t=25 \text{ cm}$.
- ❖ Selon y-y : 4HA8 avec $S_t=25 \text{ cm}$.

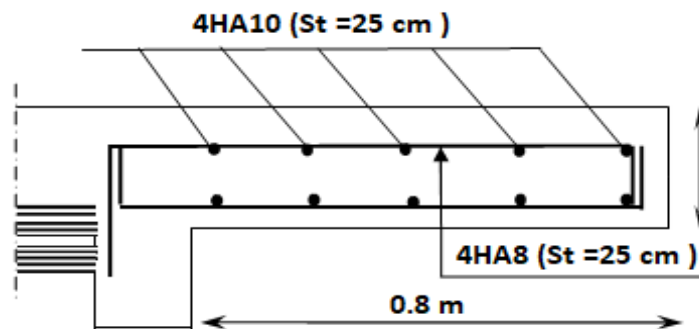


Figure III.18 Schéma de ferraillage du balcon.

III.7 Etude de la porte à faux

Dans notre projet, nous disposons aussi de porte à faux réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place, ils sont munis de poutres de chaînage en plus des murs extérieurs en double cloisons.

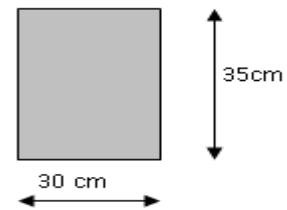
Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferraillage de la poutre de chaînage semi encastree à ces deux extrémités.

II.7.1 Prédimensionnement de la poutre de chaînage

	L	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P. chaînage	L = 430-35 = 395 cm	Hauteur : h	$l \leq h_t \leq 15l$	$26,33 \leq h_t \leq 39,5$ ht = 35cm	ht = 35cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$14 \leq b \leq 24,5$ b = 30 cm	b = 30cm ≥ 20 condition vérifiée

Les dimensions de la poutre de chaînage

$h/b = 1,16 \leq 4$ **condition vérifiée**



III.7.2 Evaluations des charges et surcharges

La largeur de la porte à faux	1.40 m
La charge permanente du plancher	5,56 KN/m ²
La surcharge d'exploitation est de pour la dalle en corps creux	1,5 KN/ m ²
La charge du mur	2,36 KN/m ²

Charges et surcharges	
-	poids propre du planc : $5,56 \times (0,65 / 2) = 1,807 \text{ KN/ml}$
-	poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$
-	poids de la maçonnerie : $2,36 \times (3,06 - 0,35) = 6,395 \text{ KN/ml}$
-	La charge permanent G (KN/m ²) = $10,827 \text{ KN/ml}$
-	La surcharge d'exploitation Q (KN/m ²) = $1,5 \times (0,65 / 2) = 0,487 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges :**

à ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,347 \text{ KN/ml}$.
à ELS	$q_s = G + Q = 11,324 \text{ KN/ml}$.

III.7.3 Etudes de la poutre

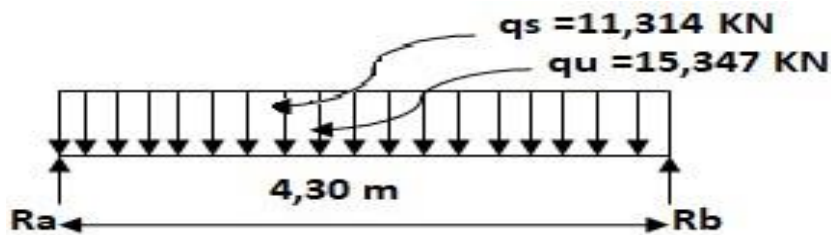


Figure III.19 Schéma statique de calcul.

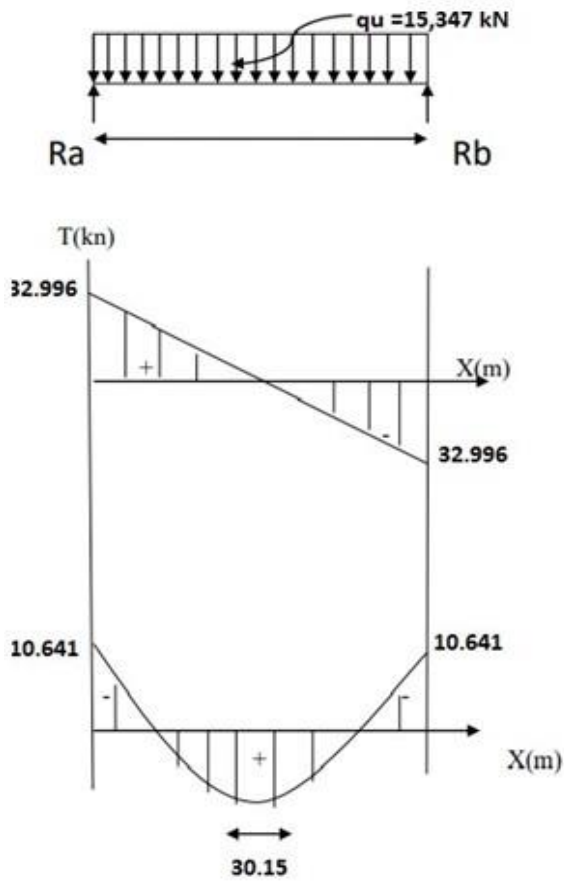
		ELU	ELS
réactions d'appuis	$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$	32,996kN	24,325
moment isostatique	$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$	35,47	26,149

- **Correction des moments**

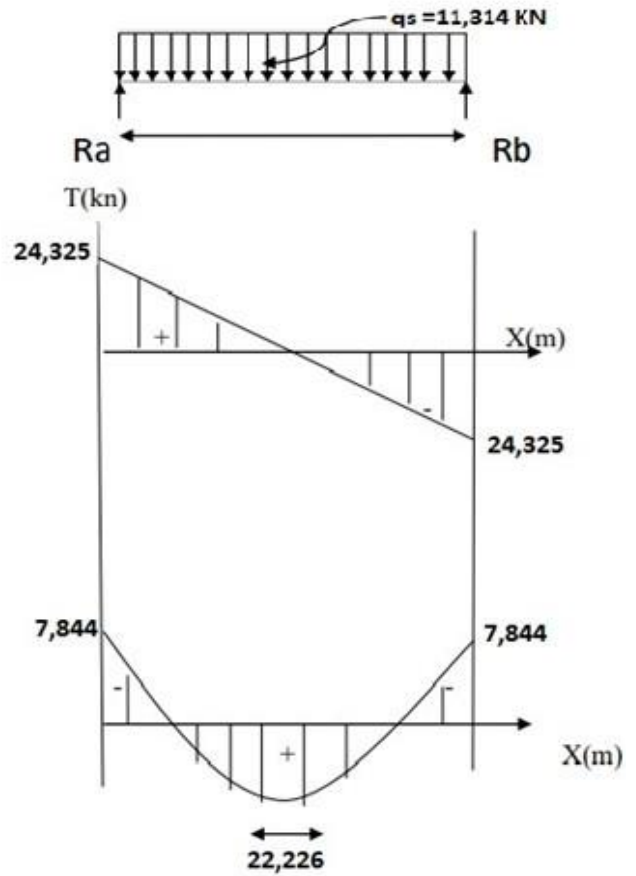
		ELU	ELS
en travée :	$M_t = 0,85 M_0$	30,15	22,226
aux appuis :	$M_a = -0,3 M_0$	-10,641	7,844

• Diagramme des efforts internes

à ELU :



à ELS :



III.7.4 Calcul des armatures

Soit un enrobage : $c = 3$ cm d'où : $d = 32$ cm

En travée et aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $f_{bu} = 14,2$ MPA $\sigma_{st} = 400/1,15 = 348$ MPA

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)
Sur appuis	10,641	0,024 ≤ 0,392 S.S.A	0,988	0,967	3HA12	3,39
En travée	30,15	0,069 ≤ 0,392 S.S.A	0,964	2,8	3HA12	3,39

Armatures transversales : BAEL 91		
Le diamètre des armatures transversales	$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right]$ $= \min \left[\frac{35}{35}; \phi_1; \frac{30}{10} \right] = 10 \text{ mm}$	$\phi_1 = 8 \text{ mm}$
Armatures transversales	$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$	
$s_t \leq \min[0,9d ; 40 \text{ cm}] = [0,9 \times 32; 40 \text{ cm}]$ $s_t = 25 \text{ cm} .$		
Vérification	$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPA}$ $\frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,07 \geq 0,4 \text{ C.V}$	

	Zone nodale	Zone courante
Espacement (RPA 99).	$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right)$ $S_t = 8 \text{ cm}$	$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2}$ $= 17,5 \text{ cm } S_t = 15 \text{ cm}$

III.7.5 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité	
$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16\text{cm}^2$	
Vérification	$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \text{C.V}$ $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \text{C.V}$

b) l'effort tranchant	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$	
$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32.996 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,343 \text{ MPA}$	
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis	
Le béton :	$V_{c28_{\max}}$ C.V
Les aciers :	$A_a = 3.39 \text{ cm}^2, \quad M_u^a = -10,64\text{KNm}$ $A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d} \right)$ $= \frac{1,15}{400} \left(32,996 - \frac{10,64}{0,9 \times 32} \right) = 0.093 \text{ C.V}$

III.7.6 Verification à L'ELS

a) Vérification des contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
<p>Contrainte limite de béton</p> <p>$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$</p> $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ $\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot As}$		
Aux appuis :	$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0.353$ $\beta_1 = 0,907, \quad k_1 = 38,76$ $\sigma_{st} = \frac{7,844 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 2.35}$ $\sigma_{bc} = \frac{111,559}{61.92}$	<p>$\sigma_{st} = 111,559 \text{ MPA}$</p> <p>$\sigma_{bc} = 1,801$</p>
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<p>$2,53 < 15 \text{ MPA}$</p> <p>C.V</p>
Entravée:	$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0.353$ $\beta_1 = 0,907, \quad k_1 = 38,76$ $\sigma_{st} = \frac{22,226 \times 10^3}{0,907 \times 32 \times 3,39}$ $\sigma_{bc} = \frac{225,893}{38,76}$	<p>$\sigma_{st} = 225,893 \text{ MPA}$</p> <p>$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ MPa}$</p>
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<p>$5,827 < 15 \text{ MPA}$</p> <p>C.V</p>

b) Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0,0813 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_s^t}{M_0} = \frac{22,226}{10 \times 26,149} = 0,0813 \geq 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{30 \times 32} = 0,0041 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I} \leq \bar{f} \quad \text{avec: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{30 \times \frac{35^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 32}{30 \times 35 + 15 \times 3,39} = 18,17 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - Y_2 = 35 - 18,17 = 16,83 \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 16,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} \times (16,83^3 + 18,17^3) + 15 \times 3,39 (18,17 - 3)^2 = 119360,89 \text{ cm}^4$$

$$I = 119360,89 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{22,226 \times 4300^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 119369,89 \times 10^4} = 3,18 \text{ mm}$$

$$f = 0,318 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,86 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

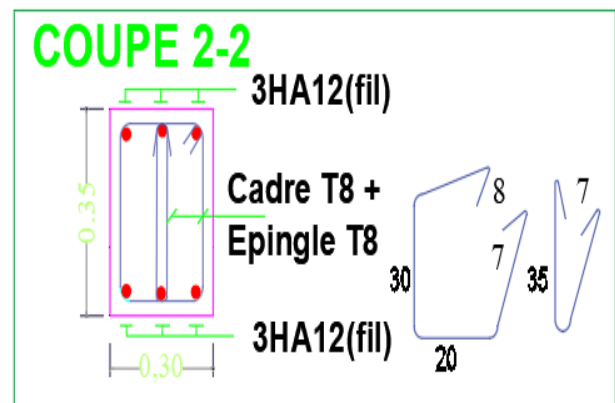
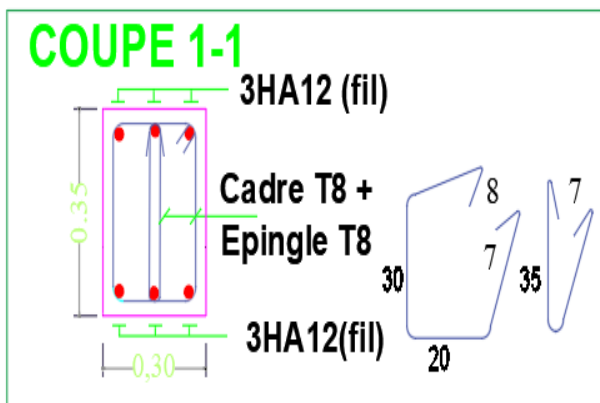
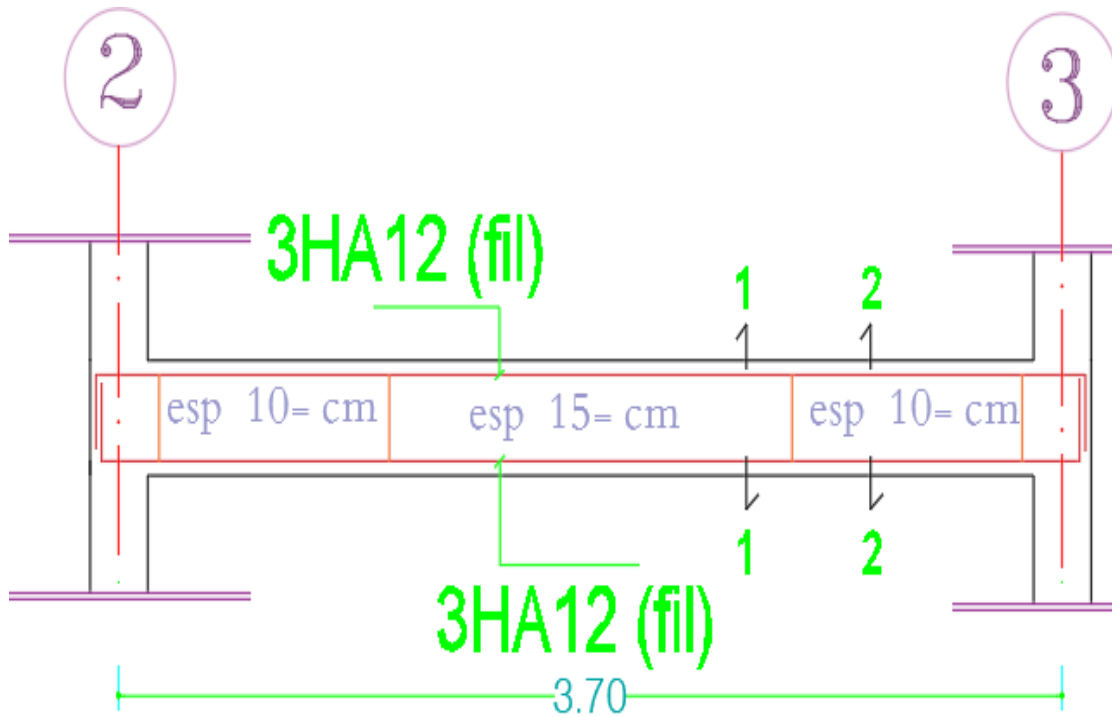


Figure III.20 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.8 Calcul d'escaliers

III.8.1 Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.8.2 Terminologie

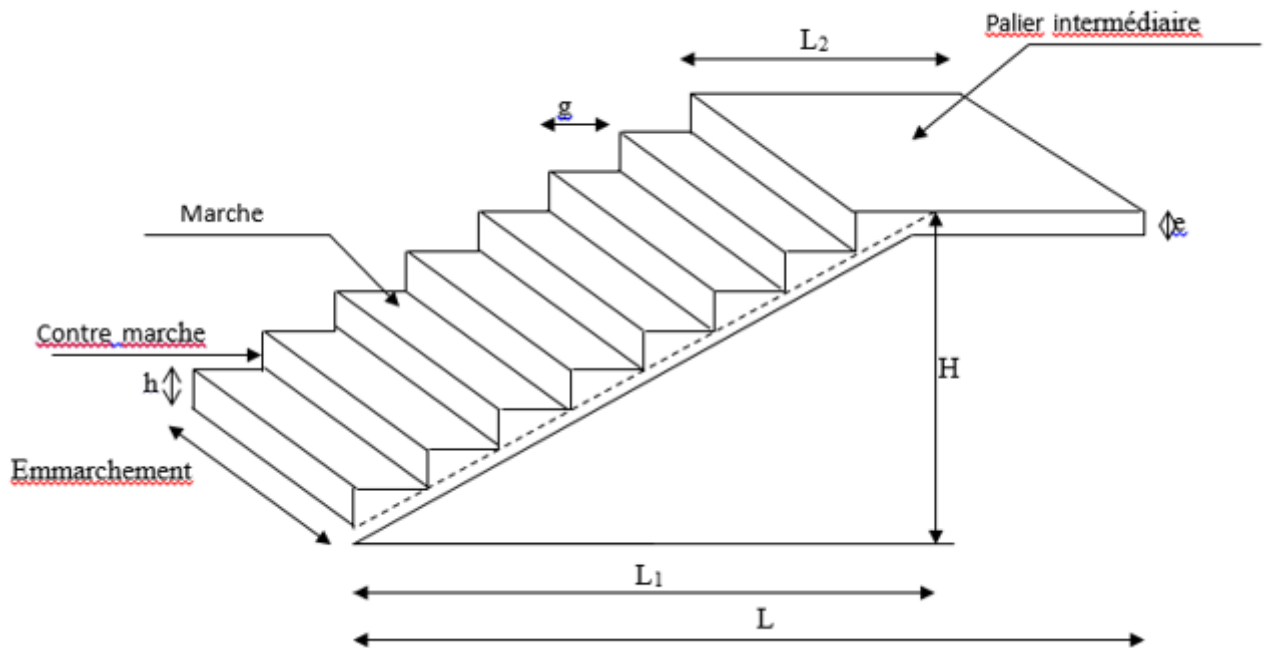
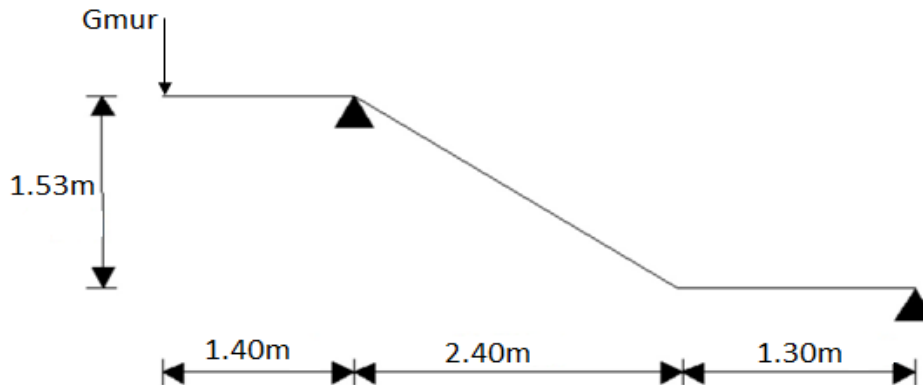


Figure III.21 Schéma d'escaliers.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.8.3 Calcul de l'escalier de l'étage courant



L'étage courant comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.8.4 Pré- dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e)

La relation de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$			
Élément	Équation	Résultat	Valeurs obtenue
Hauteur du contre marche	$14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$		17cm
Nombre de contre marches	$n = H/h$	153/17	9 contre marches
Nombre de marches	$m = n - 1$	9 - 1	8 marches
Le giron	$g=L/(n-1)$	240 /9-1	30cm

Tableau III.19 dimensionnement d'escalier.

III.8.5 Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } h = 17 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

III.8.6 Étude de la volée

Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 2.80 + 1.40 = 4.2 \text{ m} = 420 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } \frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14 \leq e_p \leq 21$$

On opte pour : $e_p = 20 \text{ cm}$

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

II-8-7 Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'emmarchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple

➤ Les charges permanentes

• Le poids des revêtements

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.01	18	0.18
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G total				1.72

Tableau III.20 Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

• Le palier

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
2	poids des revêtements	/	/	1.72
G total				6.22

Tableau III.21 Charges permanentes revenant au palier.

• La paillasse (Le volée)

N°	Elément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 29.55^\circ = 5.74$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.13$
3	poids des revêtements	1.72
G total = 9.59		

Tableau III.22 Charges permanentes revenant à la paillasse.

Les charges d'exploitations

- **La charge concentrée**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = 1.53 \times 2.36 \times 1\text{m} = 3.61 \text{ KN}$$

- **Surcharges d'exploitations**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : **Q = 2.5 KN / m**

- **Combinaison des charges**

- **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier	$q_u = (1.35 \times 6.22 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m}$	12.15 KN / ml
Volée	$q_u = (1.35 \times 9.59 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m}$	16.70 KN / ml.
Mur extérieure	$P = 1.35 \times 3.61$	4.87 KN.

- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier	$q_s = (6.22 + 2.5) \times 1 \text{ m}$	8.72 KN / ml.
Volée	$q_s = (9.59 + 2.5) \times 1 \text{ m}$	12.09 KN / ml
Mur extérieure	$P = 1 \times 3.61$	3.61KN

III.8.8 Calculs à l'ELU

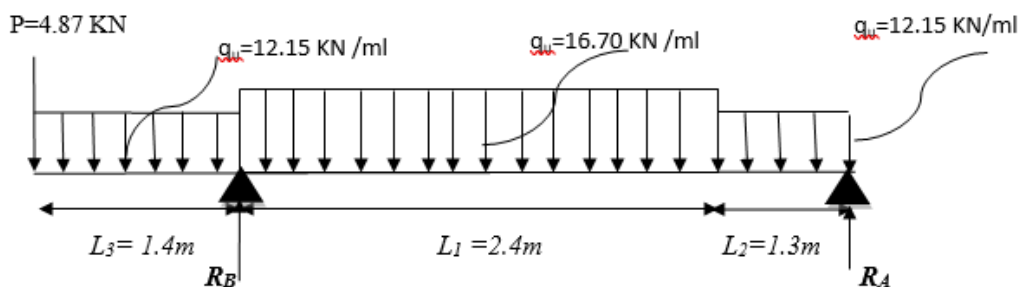


Figure III.22 Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = 4.87 + 12.15 \times 1.4 + 16.70 \times 2.4 + 12.15 \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 77.755 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad - 3.7 R_A - (4.87 \times 1.4) - (12.15 \times 1.4 \times 0.7) - (16.70 \times 2.4 \times 1.2) + (12.15 \times 1.3 \times 3.05) = 0$$

$$3.7 R_A = - (4.87 \times 1.4) - (12.15 \times 1.4 \times 0.7) - (16.70 \times 2.4 \times 1.2) + (12.15 \times 1.3 \times 3.05)$$

D'où: $R_A = 20.96 \text{ KN}$

$$R_B = 56.79 \text{ KN}$$

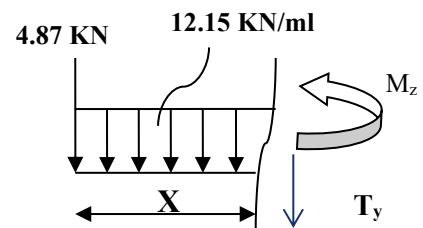
- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

✓ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_y = - 12.15 x - 4.87$$

$$M_z = \frac{(-12.15 x^2)}{2} - 4.87 x$$

$$M_z = -6.08 x^2 - 4.87x$$



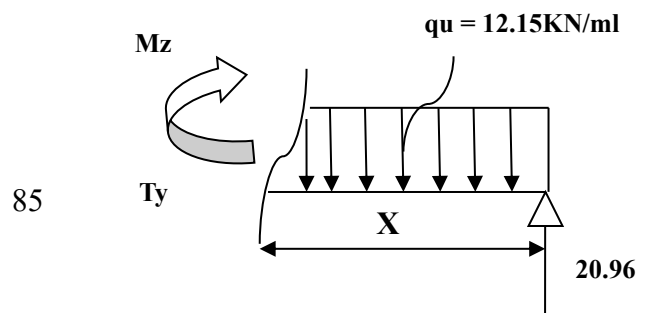
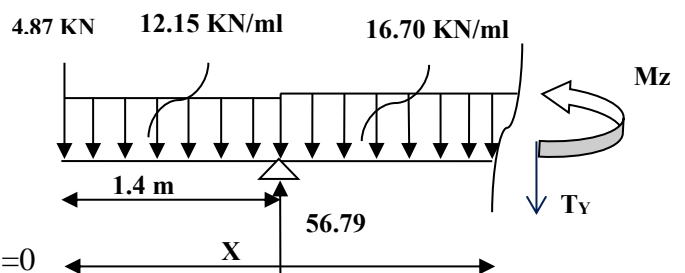
✓ Tronçon : $1.4 \leq x \leq 3.8$

$$T_y = - 4.87 - (12.15 \times 1.4) + 56.79 - 16.70 (x - 1.4) = 0$$

$$T_y = -16.70 x + 58.29$$

$$M_z = -4.87 x - 17.01 (x - 0.7) + 56.79(x - 1.4) - \frac{16.70(x - 1.4)^2}{2}$$

$$M_z = -8.35x^2 + 58.29 x - 83.97$$



✓ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.3$ m

$$T_y = 12.15x - 20.96$$

$$M_z = -6.08x^2 + 20.96x$$

D'où:

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T_y (KN.m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.4$	$-12.15x - 4.87$	$-6.08x^2 - 4.87x$	0	-4.87	0
			1.4	-21.88	-18.73
$1.4 \leq x \leq 3.8$	$-16.70x + 58.29$	$-8.35x^2 + 58.29x - 83.97$	1.4	34.91	-18.73
			3.8	-5.17	16.96
$0 \leq x \leq 1.3$	$12.15x - 20.96$	$-6.08x^2 + 20.96x$	0	-20.96	0
			1.3	-5.17	16.96

Tableau III.23 Les efforts internes à l'ELU.

Calcul du moment max

Tronçon : $1.4 \leq x \leq 3.8$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow -16.70x + 58.29 = 0 \Rightarrow x = 3.5 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 17.80 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 17.80$	-5.34
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 17.80$	15.13

Tableau III.24 Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$M_T \text{ travée} = 15.13 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -5.34 \text{ KN.m}$$

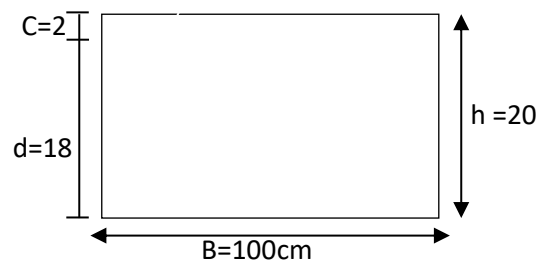
$$M_A \text{ appui} = -18.73 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ console} = 18.73 \text{ KN.m}$$

III.8.9 Ferrailage à l'ELU

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$$



✓ En travée :

- Armatures principales

$$M_t = 15.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{15.13 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_b = 0.032 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.032 \quad \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{15.13 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²** avec un espacement **S_t = 15 cm**

- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

✓ **Armatures aux appuis**

• **Armatures principales**

$$M_A = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{18.73 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.040$$

$\mu_b = 0.040 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A_{sc} = 0**. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.040 \quad \beta = 0.980 \quad A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{18.73 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²** avec un espacement **S_t = 15 cm**

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 10 = 3.92 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

III.8.10 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_B = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ En travées :

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres

➤ Armatures principales

$$S_{\max} = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ Armatures répartitions :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

La fissuration est préjudiciable

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 34.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34.91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.194 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Le béton peut reprendre seul ; l'effort tranchant

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 34.91 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 34.91 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -18.73 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 34.91 \text{ KN}$$

$$\left(34.91 + \frac{18.73}{0.9 \times 180} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 4.32 \text{ cm}^2 < A_a = 6.78 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barre

$$\sum u_i = n\pi\phi = 6 \times \pi \times 12 = 226.08 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{34.91 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 0.95 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Il y a pas de risque d'entraînement des barres

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA.}$

D'où : $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 42.33 \text{ cm.}$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Remarque

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera

un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

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

III.8.11 Calculs à l'ELS

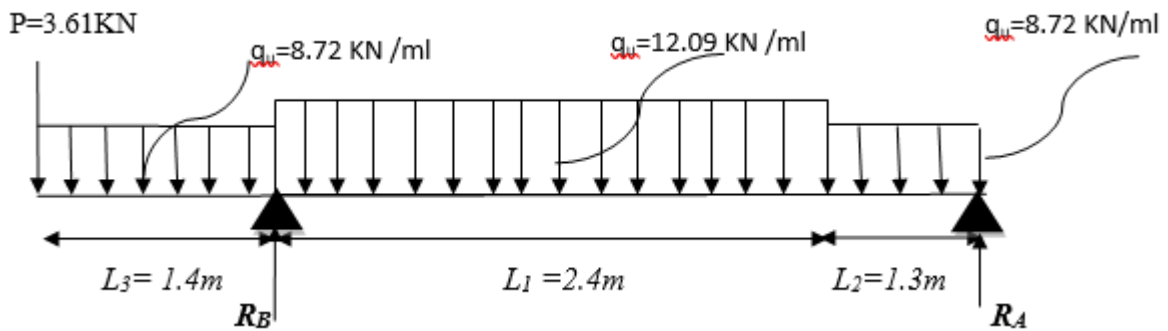


Figure III.23 Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes

✓ Réactions d'appuis

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = 3.61 + 8.72 \times 1.4 + 12.09 \times 2.4 + 8.72 \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 56.17$$

$$\sum M/B=0 \quad - 3.7 R_A - (3.61 \times 1.4) - (8.72 \times 1.4 \times 0.7) + (12.09 \times 2.4 \times 1.2) + (8.72 \times 1.3 \times 3.05) = 0$$

D'où: $R_A = 15.08\text{KN}$
 $R_B = 41.09\text{KN}$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.4	-8.72x - 3.61	-4.36x ² - 3.61x	0	-3.61	0
			1.4	-15.81	-13.60
1,4 ≤ x ≤ 3.8	-12.09 x + 42.2	-6.05x ² + 42.2x - 60.85	1.4	25.30	-13.60
			3.8	-3.80	12.15
0 ≤ x ≤ 1.3	8.72x - 15.08	-4.36x ² + 15.08x	0	-15.08	0
			1.3	-3.74	12.15

Tableau III.25 Les efforts internes à l'ELS

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $1.4 \leq x \leq 3.8$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow -12.09 x + 42.2 = 0 \Rightarrow x = 3.5 \text{ m}$$

Donc : $-6.05x^2 + 42.2x - 60.85$

$$M_z^{\max} = 12.73 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M_a)	$(-0.3) \times 12.73$	-3.82
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 12.73$	10.83

Tableau III.26 Les moments corrigés à l'ELS.

D'où :

$$M_T \text{ travée} = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_A \text{ appui} = -13.60 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ console} = 13.60 \text{ KN.m}$$

III.8.12 Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\rho_1 = 0.377 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.74$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.83 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 6.78} = 98.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{98.05}{37.74} = 2.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

Aux Appui

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\rho_1 = 0.377 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.74$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.60 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 6.78} = 123.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{123.14}{37.74} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

b. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

Mt : Moment max en travée.

Mo : Moment max isostatique.

• $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054. \leq \frac{1}{16} = 0.0625.$ condition non vérifiée

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v I} \leq f \quad \text{avec: } f = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = \mathbf{0.74cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.78} = \mathbf{10.38cm}$$

$$Y_1 = 20 - 10.38 = 9.62 \text{ cm} \implies Y_1 = 9.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (9.62^3 + 10.38^3) + 15 \times 6.78 \times (10.38 - 2)^2 = \mathbf{74097.28 \text{ cm}^4}$$

$$I = \mathbf{74097.28 \text{ cm}^4}$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.83 \times (3,7)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 74097.28} = 0.032 \text{ cm}$$

$$f = 0,032 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,74 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Figure III.24 Schéma de ferraillage d'escalier.

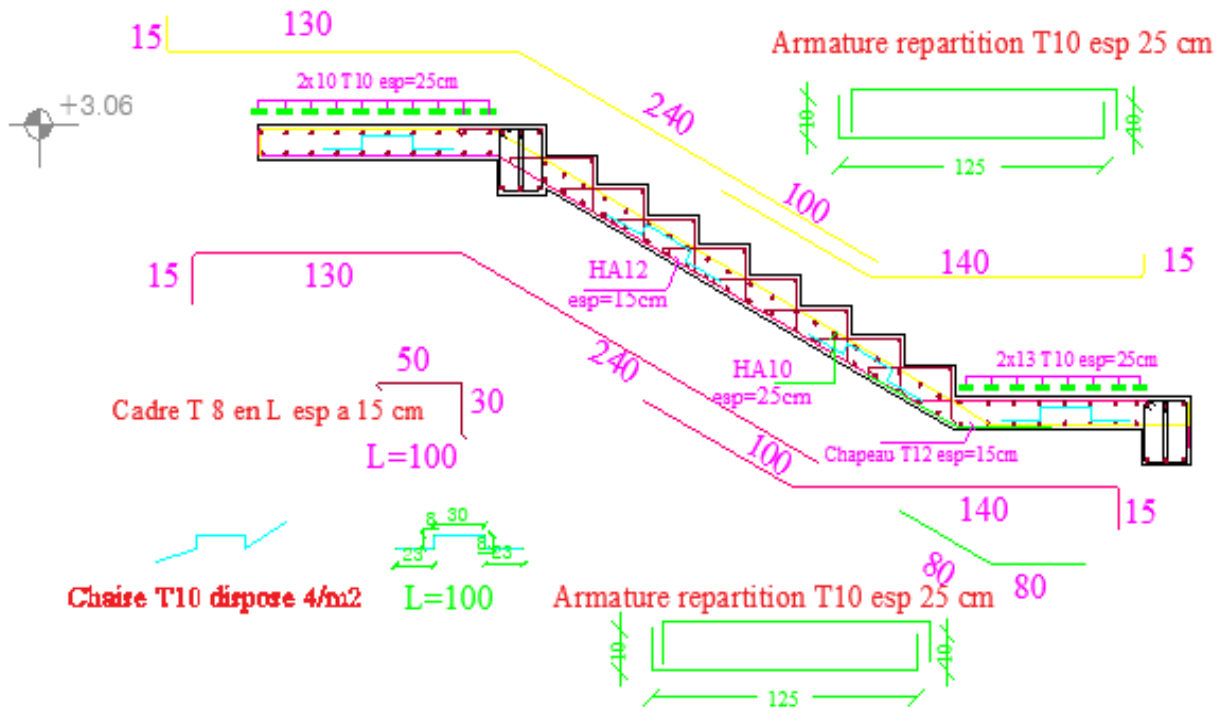


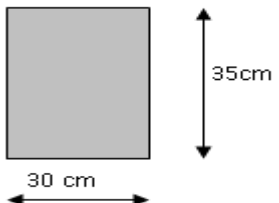
Figure III.25 Schéma de ferrailage d'escalier.

III.9 La poutre palière

III.9.1 Introduction

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 4,15m, le calcul se fera en flexion simple.

III.9.2 Prédimensionnement de la poutre palière

	L	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P. palière	L = 415-55 = 360 cm	Hauteur : h	$l/15 \leq h_t \leq l/10$	$24 \leq h_t \leq 36$ h _t = 35cm	h _t = 35cm ≥ 30 condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h$	$14 \leq b \leq 24,5$ b = 30 cm	b = 30cm ≥ 20 condition vérifiée
<p>Les dimensions de la poutre de palière</p> <p>$h/b = 1,16 \leq 4$ condition vérifiée</p> 					

- Evaluations des charges et surcharges

Charges et surcharges	
-	Poids propre de la poutre $G = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625$ KN/ml
-	Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R^u_A = 56,79$
-	Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R^s_A = 41,09$
-	Surcharge d'exploitation : Q = 2.5 KN /ml

- Combinaison des charges

à ELU	$Q_u = 1.35G + T_u = 60,33$ KN/ml
à ELS	$Q_s = G + T_s = 43,715$ KN/ml

III.9.3 Etudes de la poutre

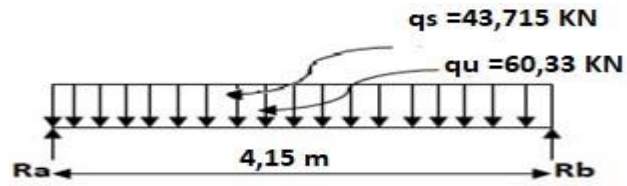


Figure III.26 Schéma statique de calcul.

		ELU	ELS
réactions d'appuis	$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$	125,184kN	90,708 KN
moment isostatique	$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$	129,879kN	94,110 KN

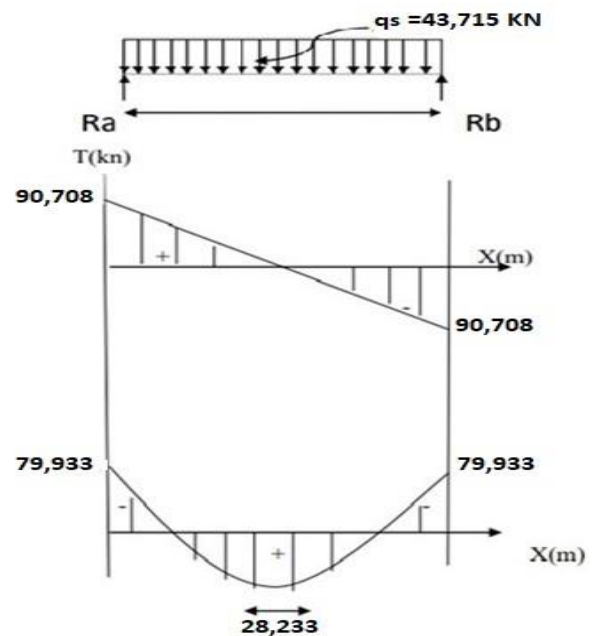
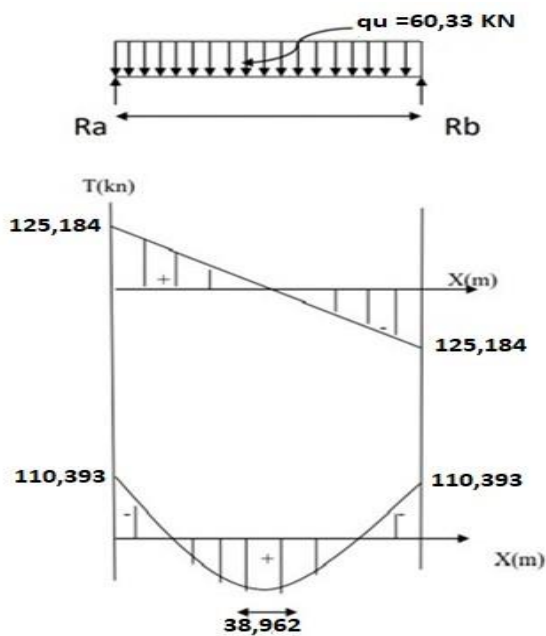
• Correction des moments

		ELU	ELS
en travée :	$M_t = 0,85 M_0$	110,393kN .m	79,9935 KN .m
aux appuis :	$M_a = -0,3 M_0$	-38,962 KN.m	-28,233 KN.m

• Diagramme des efforts internes

à ELU :

à ELS :



III.9.4 Calculs des armatures

Soit un enrobage : $c = 3$ cm d'où : $d = 32$ cm

En travée et aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \qquad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $f_{bu} = 14,2$ MPA $\sigma_{st} = 400/1,15 = 348$ MPA

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : (la page suivante)

Zone	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)
Sur appuis	38,962	$0,089 \leq 0,39$ S.S.A	0,953	3,671	3HA14	4,62
En travée	110,393	$0,25 \leq 0,392$ S.S.A	0,854	11,60	2(3HA16)	12,06

III.9.5 Vérification à L'ELU

a) Exigence du RPA (art 7-5-2/RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

$$A_s = 3HA14 + 3HA16 + 3HA16 = 16,68 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 6,125 \text{ cm}^2.$$

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

Condition de non fragilité	
$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,267\text{cm}^2$	
Vérification	$A_a = 4,62\text{cm}^2 > A_{\min} \quad \text{C.V}$ $A_t = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} \quad \text{C.V}$

c) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91)

l'effort tranchant	
$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}) = \min(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$	
$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{125,184 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,3\text{MPa}$	
Vérification	$\tau_u = 1,3 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow$ condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15\text{MPa}$	
$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$ avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \varphi$	
$\tau_{se} = \frac{125,184 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 3,14 \times (3 \times 14)} = 3,29\text{MPa}$	
Vérification	$\tau_u = 3,29 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow$ condition vérifiée.

e) longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91)

la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s.$$

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte admissible d'adhérence $\overline{\tau_{su}} : 0.6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$ La longueur de scellement droit :			
Sur appuis	$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{Se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{cm}$	$L_s = 40 \text{cm.}$	$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{cm.}$
En travée	$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{Se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{cm}$	$L_s = 50 \text{cm.}$	$: L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm.}$

Influence de l'effort tranchant	
Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91)	$A_{st} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{v_u^{\max}}{f_e/\gamma_s} = \frac{125,184 \times 10^3}{348} = 3,59 \text{ cm}^2$
le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91)	$v_u^{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$ $a = 0.9 \times d$ $v_u^{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$
Verification	$v_u^{\max} = 125,184 \text{ KN} \leq 576 \text{ KN}$

g) calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales	$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right]$ $= \min \left[\frac{35}{35}; \phi_l; \frac{30}{10} \right] = 10 \text{ mm}$	$\phi_l = 8 \text{ mm}$
Armatures transversales	$A_r = 4\text{HA}8$	
$s_t \leq \min[0,9d ; 40 \text{ cm}] = [0,9 \times 32; 40 \text{ cm}]$ $s_t = 25 \text{ cm.}$		
Vérification	$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPA}$ $1,07 \geq 0,4 \text{ C.V}$	

	Zone nodale	Zone courante
Espacement (RPA 99).	$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\varphi_t; 30\text{cm}\right)$ $S_t = 8 \text{ cm}$	$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2}$ $= 17.5\text{cm}$ $S_t = 15\text{cm}$

III.9.6 Verification à L'ELS

Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton		
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
	$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$	
Aux appuis :	$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 32} = 0,481$ $\beta_1 = 0,895 \quad k_1 = 32,62$ $\sigma_{st} = \frac{28,233 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 4,62}$ $\sigma_{bc} = \frac{204,245}{32,62}$	$\sigma_{st} = 204,245 \text{ MPA}$ $\sigma_{bc} = 6,261$
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$6,261 < 15 \text{ MPA C.V}$
Entravée:	$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,06}{30 \times 32} = 1,256$ $\beta_1 = 0,848 \quad k_1 = 17,89$ $\sigma_{st} = \frac{79,933 \times 10^3}{0,848 \times 32 \times 12,06}$ $\sigma_{bc} = \frac{244,249}{17,89}$	$\sigma_{st} = 244,249 \text{ MPA}$ $\sigma_{bc} = 13,58 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$13,58 < 15 \text{ MPA C.V}$

e) Vérification de la flèche

Les règles BAEL91 (Art.B.6.8, 424), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \qquad \frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0,084 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \frac{h}{L} = 0,084 \geq \frac{79,933}{15 \times 94,110} = 0,0566 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}, \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12,06}{30 \times 32} = 0,012 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

Donc le calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

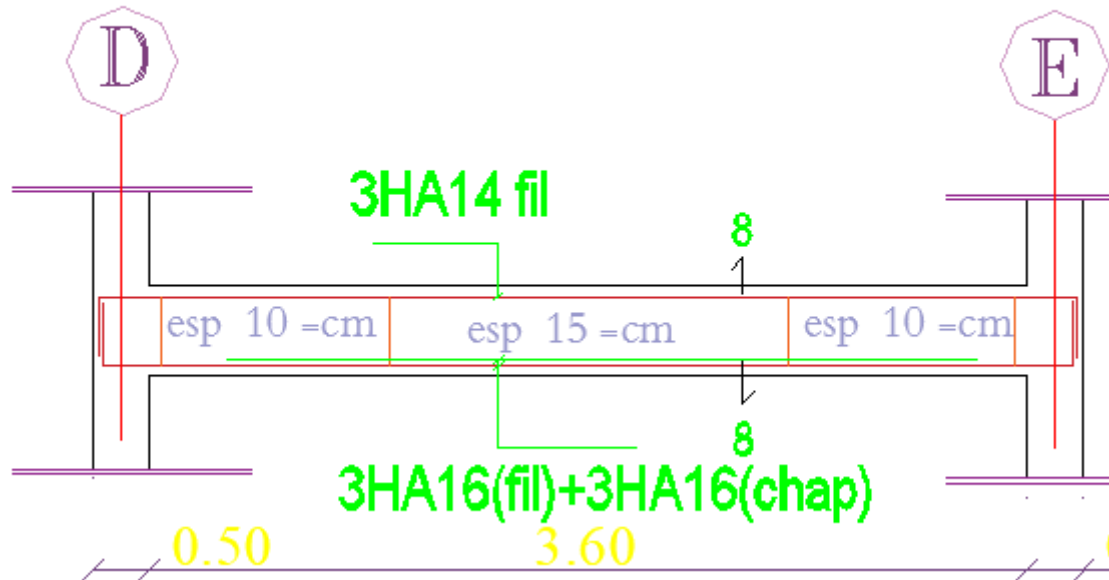
- $f = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I} \leq \bar{f}$ avec: $f = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83\text{cm}$
- Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.
- $I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$
- $Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{30 \times \frac{35^2}{2} + 15 \times 12,06 \times 32}{30 \times 35 + 15 \times 12,06} = 19,63\text{cm}$
- $Y_1 = h - Y_2 = 35 - 19,63 = 15,37 \qquad Y_1 = 15,37 \text{ cm}$
- $I = \frac{30}{3} \times (15,37^3 + 19,63^3) + 15 \times 12,06 (19,63 - 3)^2 = 161980,38\text{cm}^4$
- $I = 161980,38\text{cm}^4 .$
- $E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \qquad f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- $f = \frac{79,9935 \times 4150^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 161980,38 \times 10^4} = 7,86\text{mm}$

$$f = 0,786\text{cm} \leq \bar{f} = 0,83\text{cm}$$

La flèche est vérifiée

➤ Plan de ferraillage de la poutre de palier :

FILE 2-2 Poutre Palière 30X35



COUPE 8-8

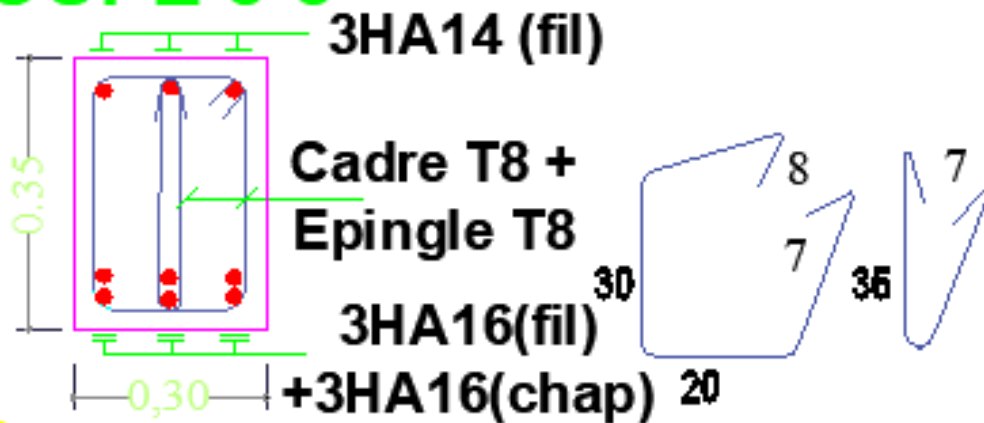


Figure III.27 Plan de ferraillage de la poutre de palier.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2 Description du logiciel ETABS

(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : Vu la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Grace au logiciel **ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ;et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E).Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration....etc.

Dans notre travail on utilisera la version **ETABS v 9.7**

IV.3 Les différentes méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien «**RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélère grammes.

IV.4 Choix de la méthode de calcul

IV.4.1 La méthode statique équivalente (Art 4.1.2RPA99V2003)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone I et IIa et à **30m** en zones IIb et III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, (outre les conditions de hauteur énoncées en « a »), la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Notre structure ne satisfait pas les conditions (a) et (b) car elle n'est pas régulière en plan et la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Conclusion

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.4.2 La méthode d'analyse dynamique modale spectrale (Art4.1.3RPA99V2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

IV.4.3 Présentation de la méthode dynamique modale spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représentée par un spectre de réponse.

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de

calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.5 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.6 Modélisation

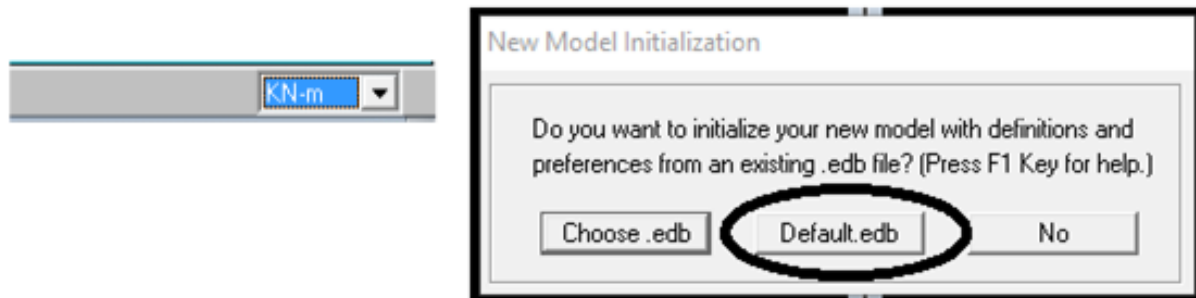
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.0. Une fois que tous les détails de la structure sont définis (caractéristiques géométriques, les éléments et les charges), le début de la modélisation sur le programme peut commencer.

IV.6.1 Première étape

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

IV.6.1.1 Choix de l'unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.



IV.6.1.2 Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

« File New » → « Model » → « No »

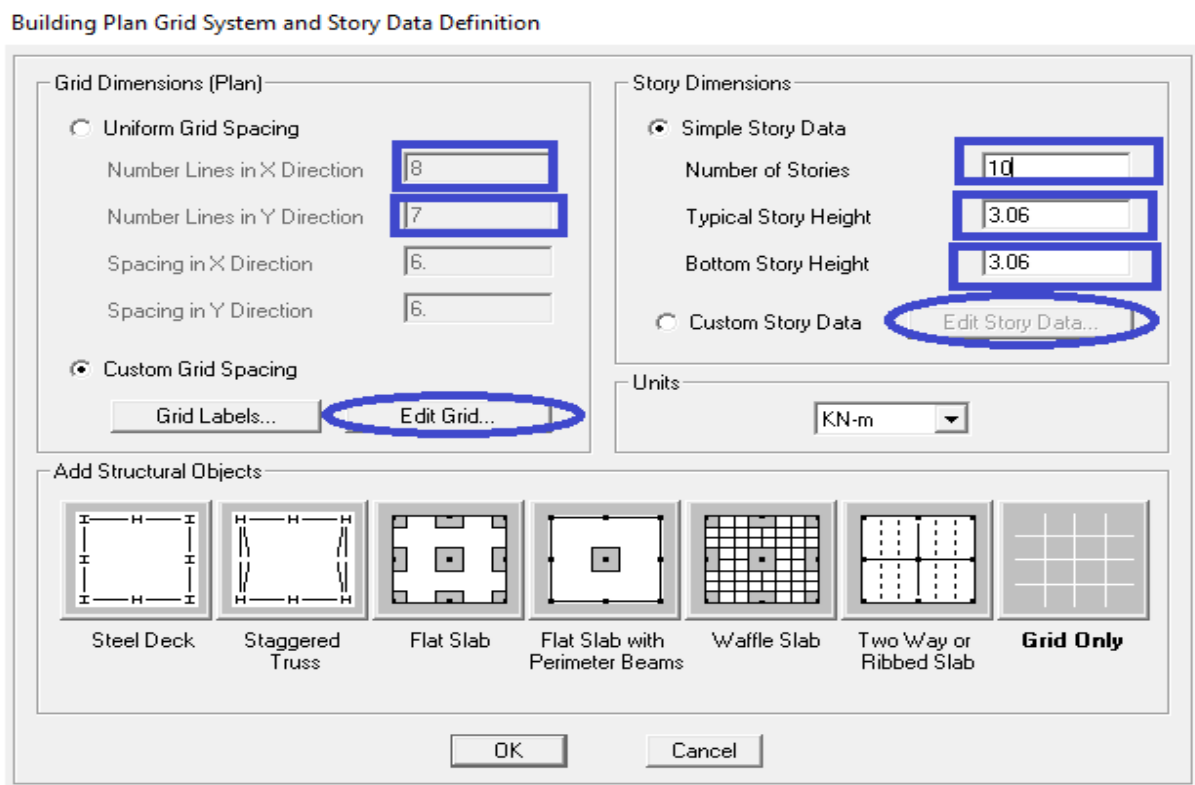


Figure IV.28 Interface d'introduction des données générales.

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogues qui apparaît. On aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → « **Number lines in X direction** ».
- Le nombre de lignes dans la direction Y → « **Number lines in Y direction** ».
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → « **spacing in X direction** ».

- Hauteur d'étage → « **story height** ».
- Le nombre d'étage → « **Number of stories** ».
- La hauteur d'étage courant → « **typical story height** ».

La hauteur d'étage en bas → « **bottom story height** ».

- **Pour la longueur des travées**

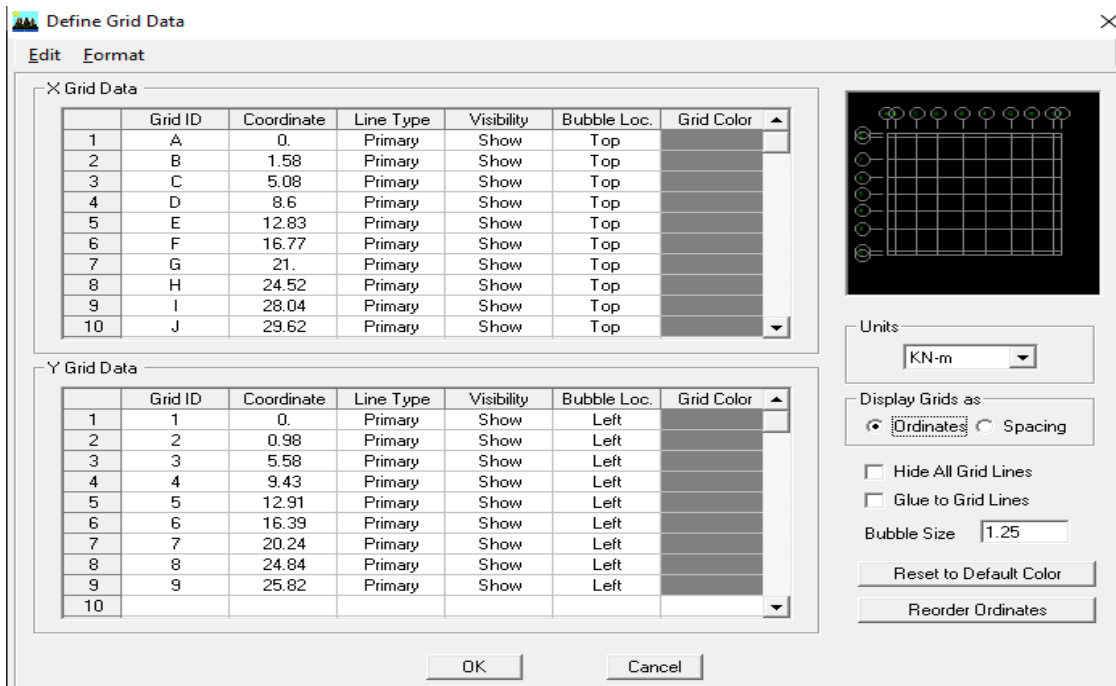


Figure IV.29 Interface de modification des entres-axes.

Pour la longueur des étages « **costome Story Data** » et on remplit le tableau comme suit :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	TERRACE	3.06	30.6	No	NONE	No	0.
10	ET8	3.06	27.54	No	NONE	No	0.
9	ET7	3.06	24.48	No	NONE	No	0.
8	ET6	3.06	21.42	No	NONE	No	0.
7	ET5	3.06	18.36	No	NONE	No	0.
6	ET4	3.06	15.3	No	NONE	No	0.
5	ET3	3.06	12.24	No	NONE	No	0.
4	ET2	3.06	9.18	No	NONE	No	0.
3	ET1	3.06	6.12	No	NONE	No	0.
2	RDC	3.06	3.06	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure IV.30 Interface de modification des hauteurs d'étages.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

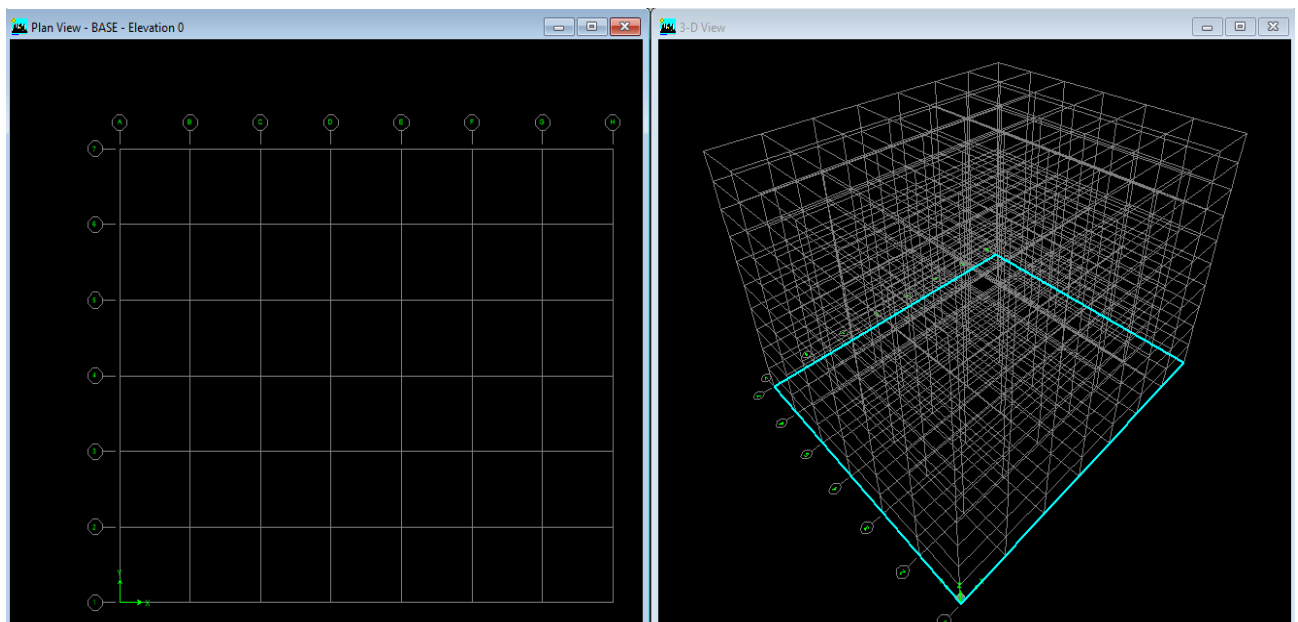


Figure IV.31 Affichage en plan et en 3D.

IV.6.2 Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des Propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

« Define » → « Material Properties » → « Conc »

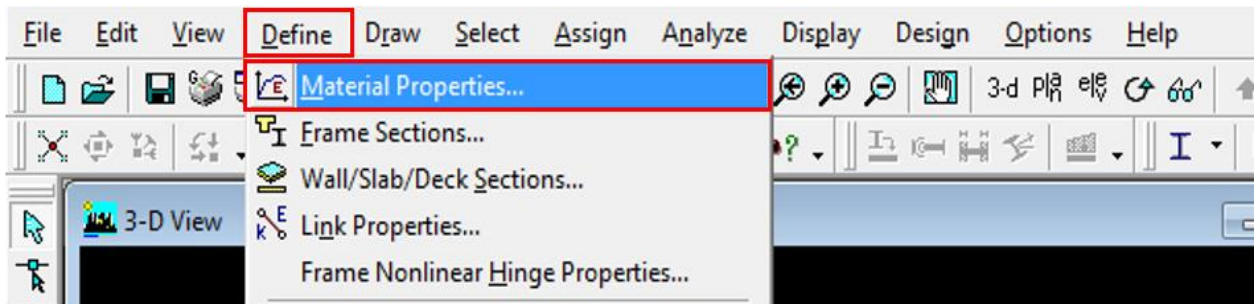


Figure IV.32 Définition des matériaux.

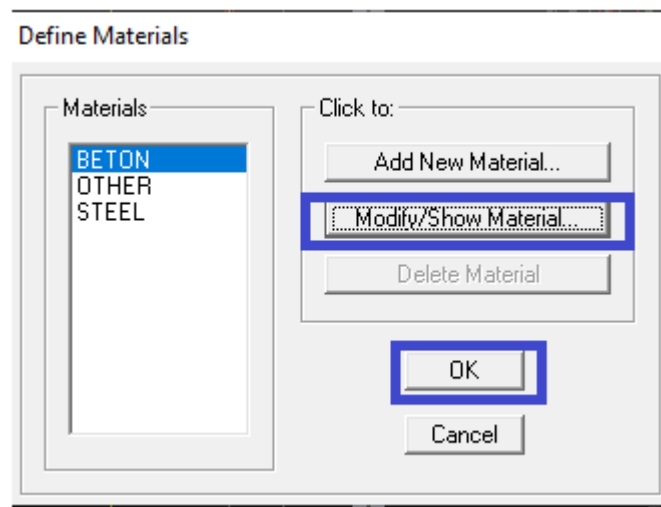


Figure IV.33 Caractéristiques du béton.

→ « Modify/Show Material » et on le remplit comme suit :

Material Property Data

Material Name

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25"/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0"/>
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="16082100"/>

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	<input type="text" value="25000"/>
Bending Reinf. Yield Stress, fy	<input type="text" value="400000"/>
Shear Reinf. Yield Stress, fys	<input type="text" value="400000"/>
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>

Display Color
Color

Type of Design
Design

Figure IV.34 Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

IV.6.3 Troisième étape

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, Poutres, dalles,)

IV.6.3.1 Propriétés géométriques des éléments

➤ Poteaux

« Define » → « Frame Sections » → « Add Rectangular »

Et on remplit comme il est montré dans la fenêtre ci-dessous :

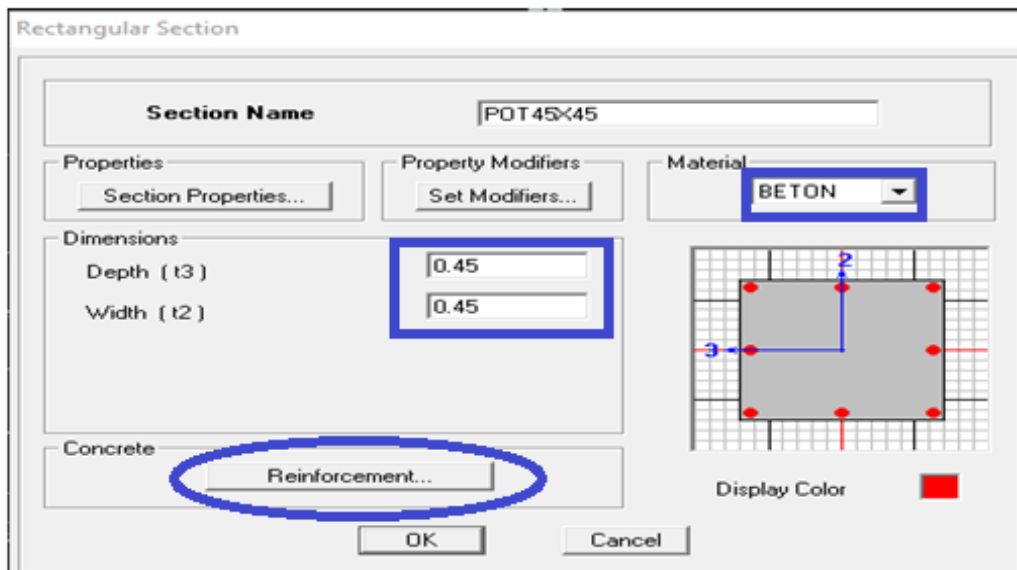


Figure IV.35 Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

→ « Reinforcement Data » → « OK » → « OK ».

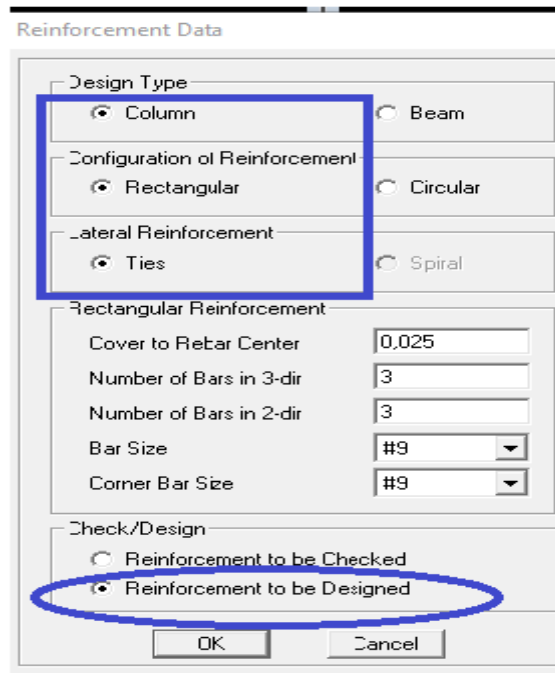


Figure IV.36 Définition du poteau.

➤ **Poutre**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes justes on remplace « **Column** » par « **Beam** »

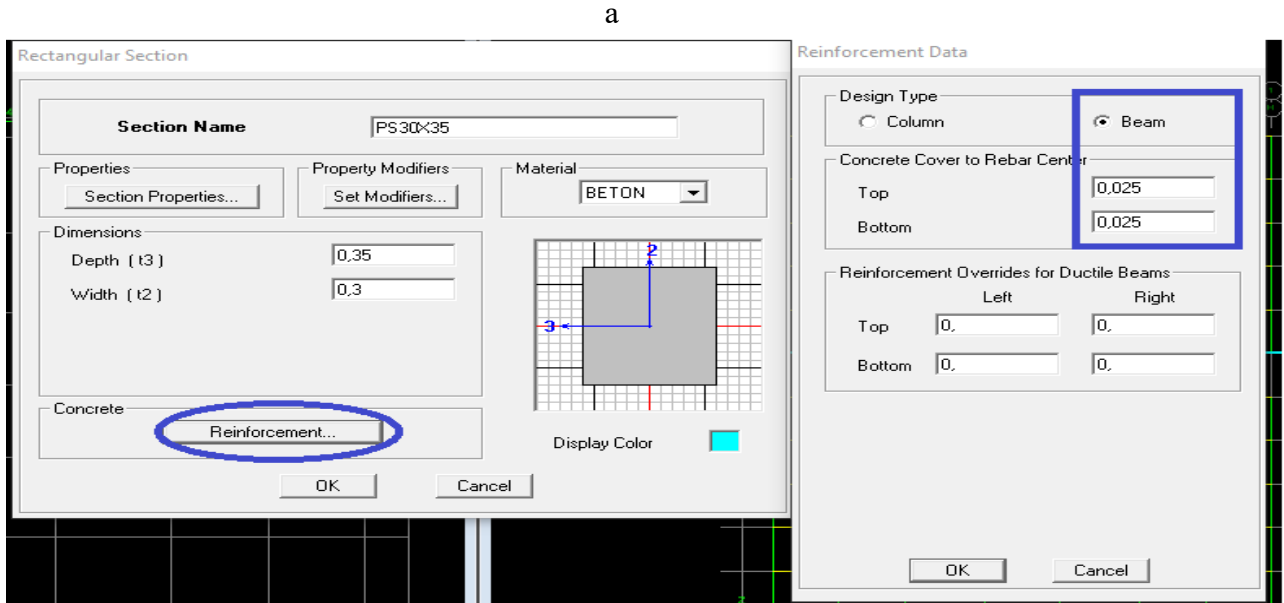
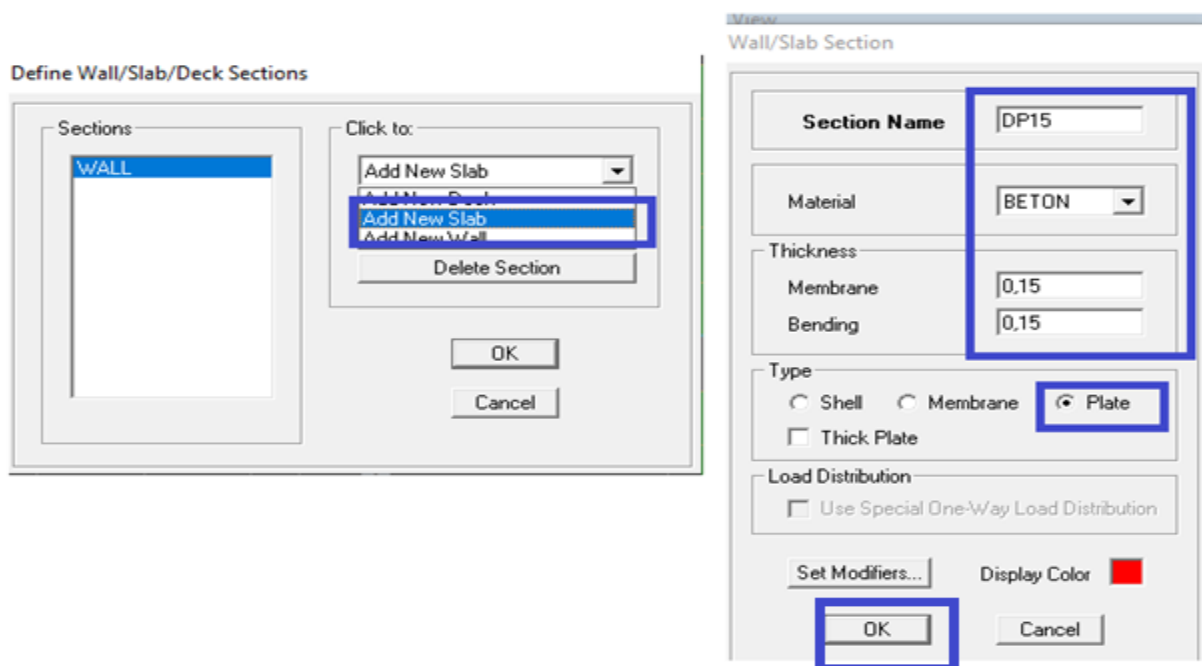


Figure IV.37 Figure Définition des poutres.

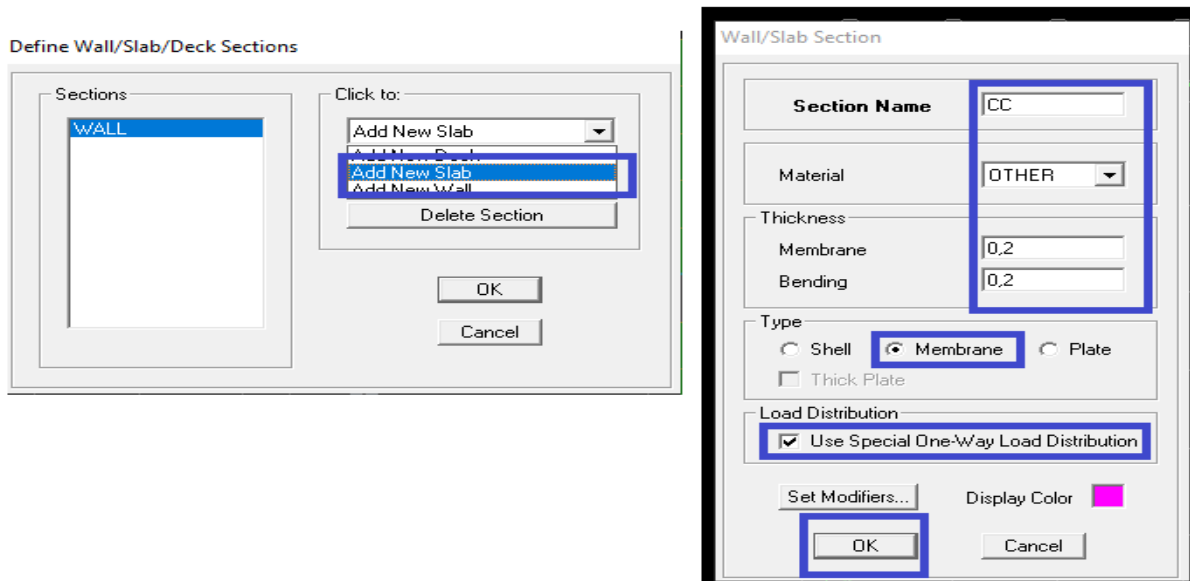
➤ **Les voiles**

« **Ddefine** » → « **Wall/Slab/Deck sections** » → « **Add New Wall** »

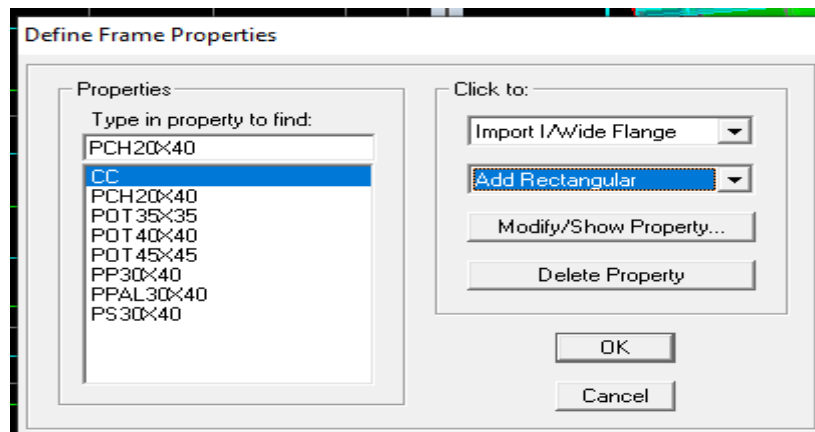
Et on remplit comme il est indiqué



Corps ceux :



Et en finale pour toutes les sections on aura :



IV.6.3.2 L'affectation des éléments dans la structure

➤ Les poteaux



On clique sur l'icône :



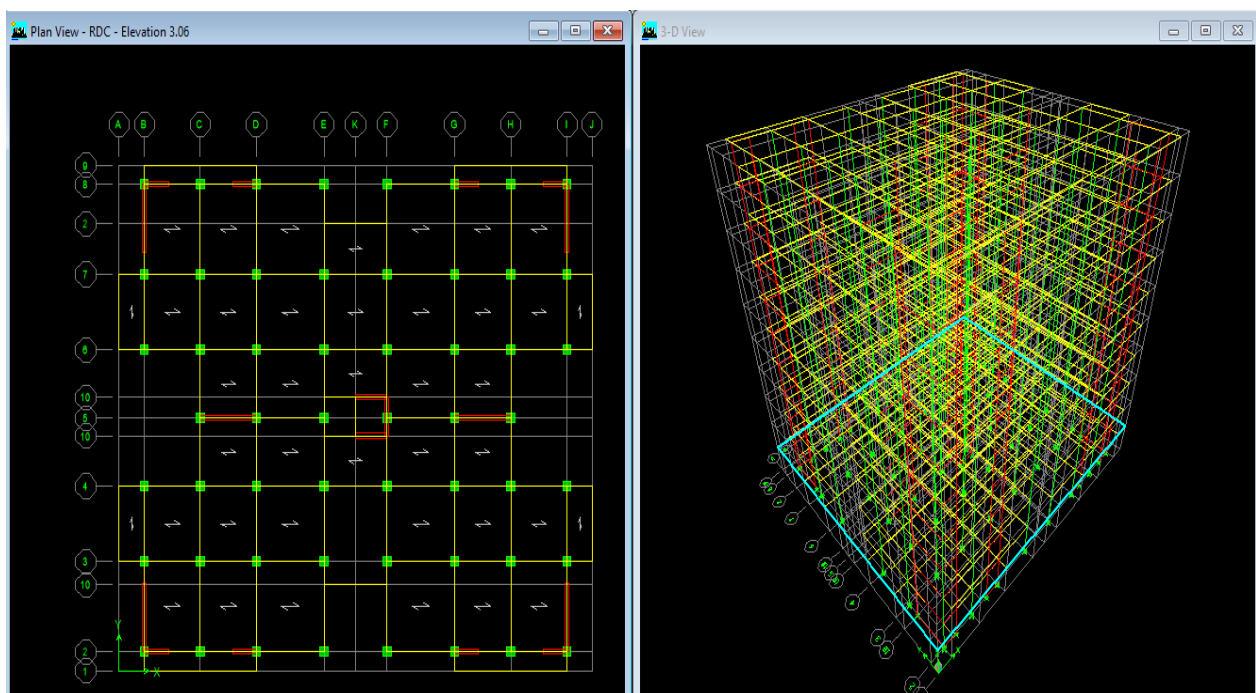
Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

On choisit le nom de la section (**POT 50× 50**) par exemple et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icone

- ❖ Les poutres 
- ❖ Les voiles..... 

À La fin on aura :



IV.6.4 Quatrième étape

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives des périodes propre.

Les données à introduire dans le logiciel :

➤ Zone sismique

Tizi-Ouzou ville classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

➤ **Groupe d'usage**

Ouvrages courants ou d'importance moyenne (ouvrages courants, du 3.2 du RPA 2003 Art 3.2).

➤ **Coefficient de comportement R**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA.

➤ **Amortissement**

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) 10

➤ **Site**

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

Dans notre cas Site : S3

➤ **Facture de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de**

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

2. La redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques ou voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

3. La régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte et le rapport : Longueur/largeur égale la somme des dimensions de patte rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25%.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle du dernier.

➤ **La régularité en élévation**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
 - La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%
 - La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux.**

➤ **Contrôle de la qualité d'exécution.**

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

- Pénalité en fonction de critère de qualité :

Critère q	Pq	
	Sens x-x	Sens y-y
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
La redondance en plan	0	0
La régularité en plan	0.05	0.05
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau IV.27 Valeurs pénalités selon les caractères de qualité.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q_1 = 1 + \sum^5 p_q$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q 'est satisfait ou non' Sens x-x

$$\rightarrow Q_x = 1 + 0.05 = 1,05$$

$$\text{Sens y-y} \rightarrow y = 1 + 0.05 = 1,05.$$

Après avoir vérifiées conditions ci-dessus en trouve la facture de quantité **Q = 1,05**.

On introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

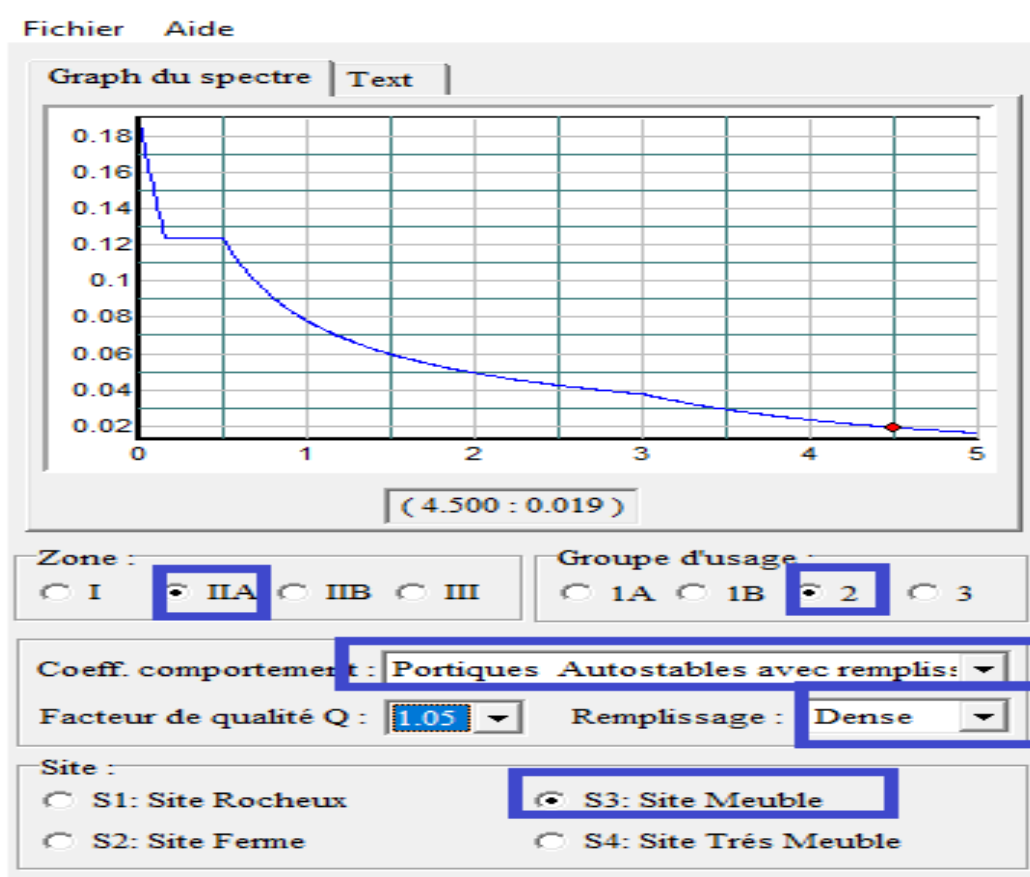
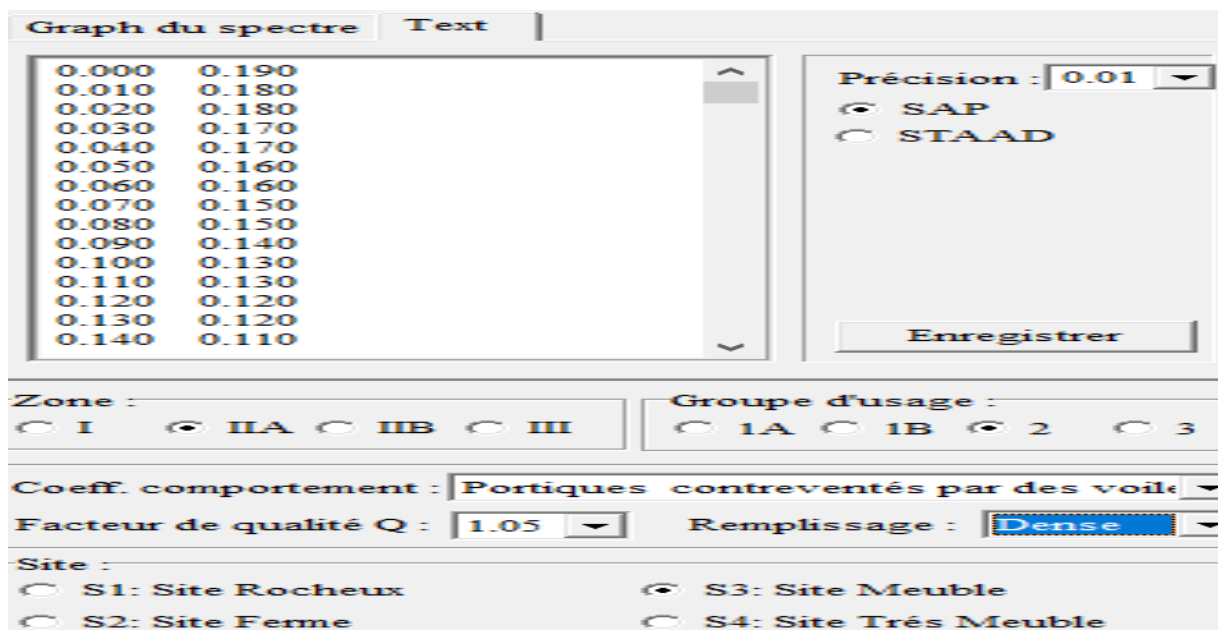


Figure IV.38 Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.



On clique sur « Text » → « enregistrer »

Figure IV.39 spectre de réponse RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

« Define » → « Response spectrum » → « Function spectre from file »

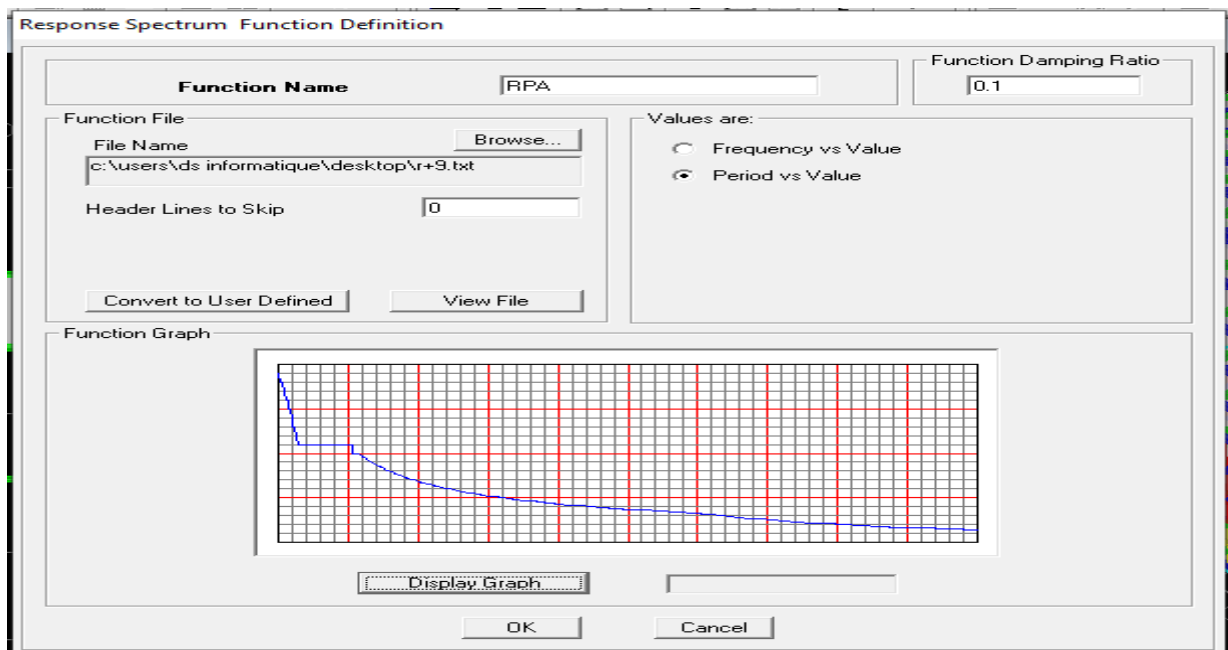


Figure IV.40 Interface d'introduction du spectre.

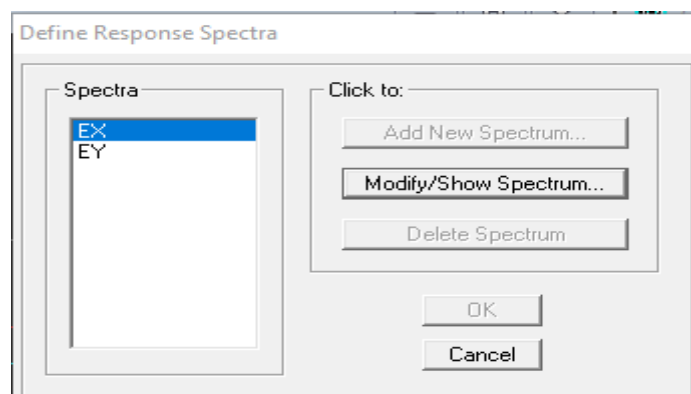
IV.6.5 Cinquième étape

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**.

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique **E** suivant les deux directions X et Y,

on clique sur ;

« Define » → « Response Spectrum Cases » → « Add New Spectrum »



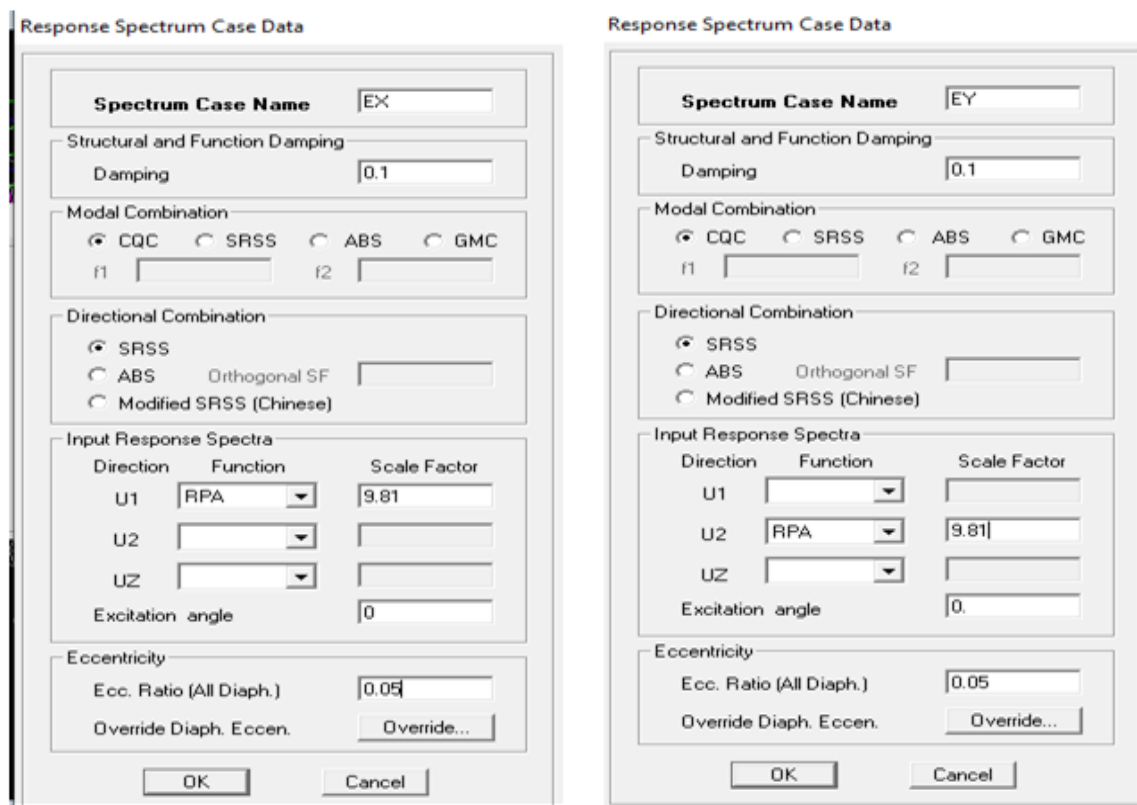


Figure IV.41 Interface de définition des caractéristiques du spectre.

IV.6.6 Septième étape

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques qui lui revient en cliquant sur

« Assing » → « Sell/areas load » → « Uniform ».

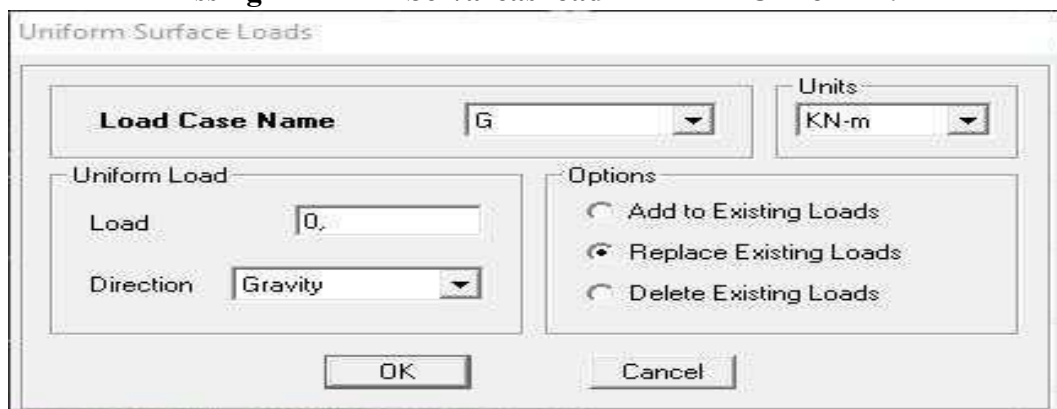


Figure IV.42 Interface d'introduction des charges pour les dalles.

IV.6.7 Septième étape

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

➤ **Combinaison de BAEL91**

- ELU → $1.35G+1.5Q$
- ELS → $G+Q$

➤ **Combinaison du RPA Accidentelle**

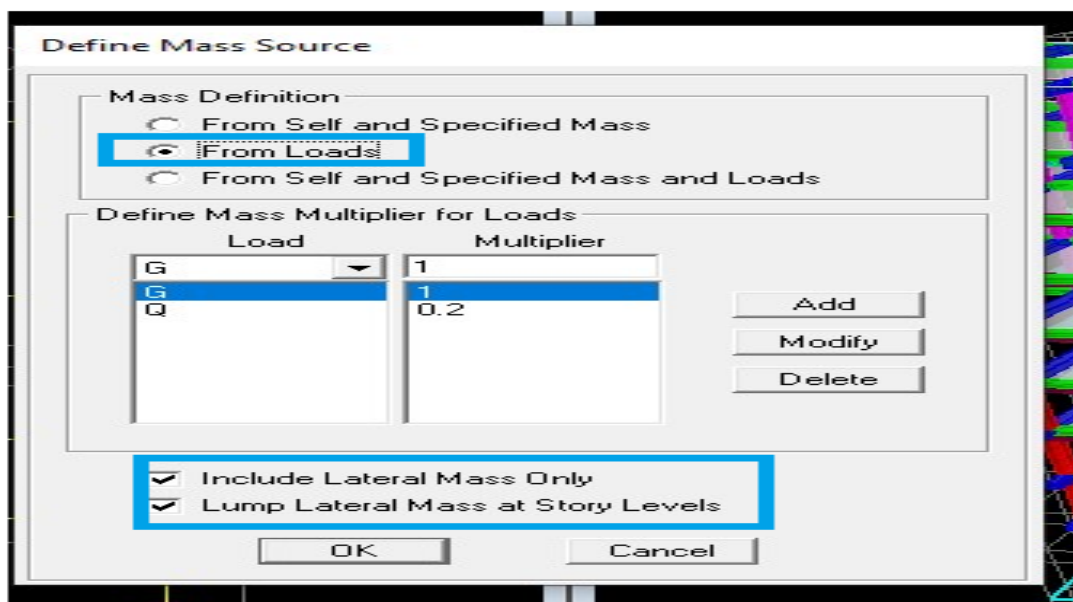
- ELA → $0.8G \pm E$

$G+Q \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

« Define » → « Loads Combinations » → « Add new combo »

Exemple ELU on remplit comme suit :

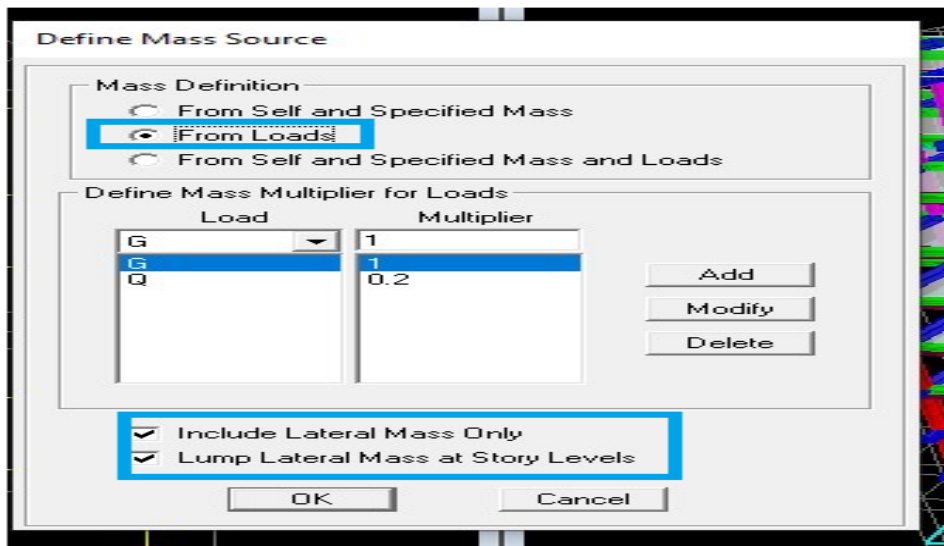


On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 6 combinaisons.

IV.6.8 Huitième étape

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante

« Define » → « mass source » → « from loads ».




IV.6.9 Neuvième étape

Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines. Pour faire le maillage, on suit les étapes suivantes : Sélectionnez tous les voiles et les loggias

« Edit » → « Mesh Areas »

IV.6.10 Dixième étape

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastres au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribue un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :

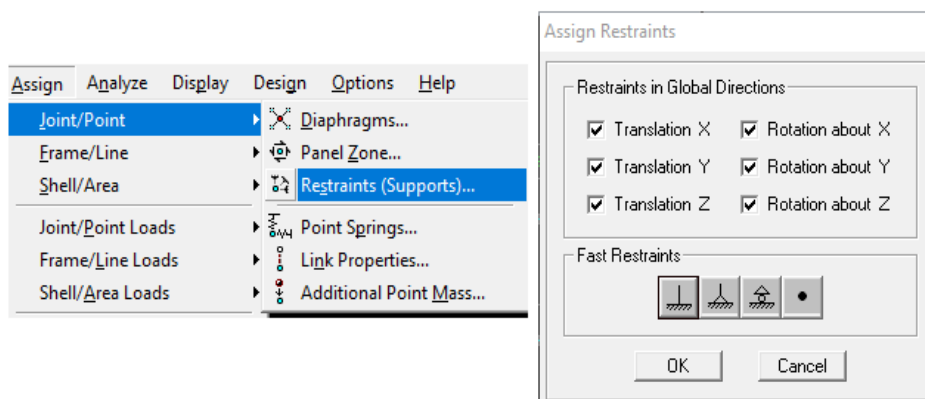


Figure IV.43 Définition des appuis

IV.6.11 Onzième étape

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

« Assign » → « Joint/point » → « Diaphragm » → « Add New Diaphragm ».

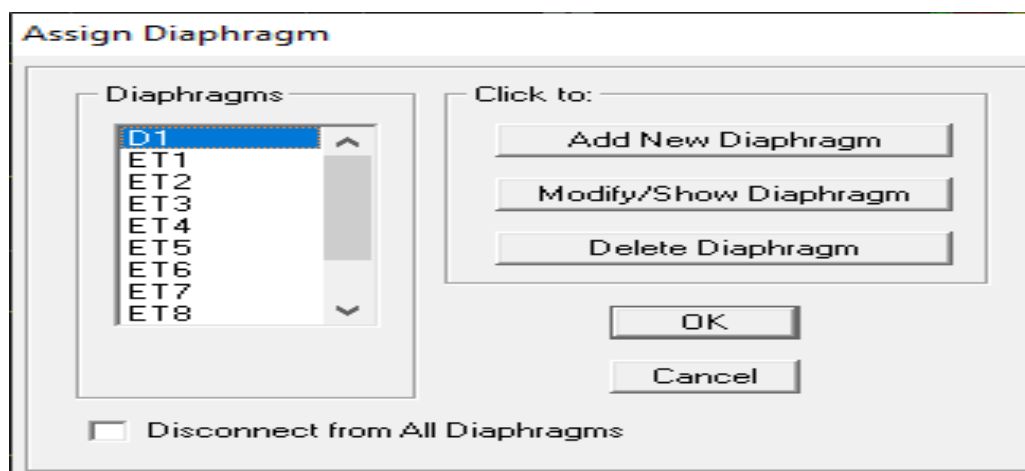


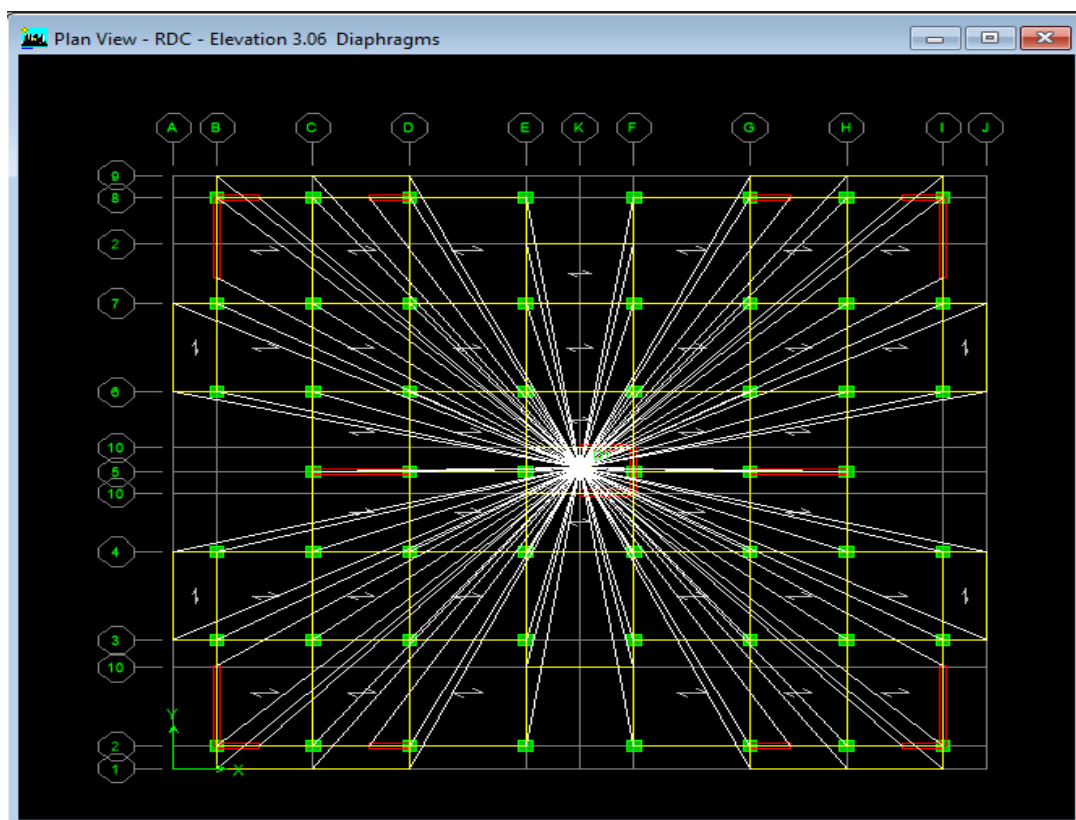
Figure IV.44 Exemple diaphragmes RDC

On suit la même étape pour les autres planchers.

IV.6.12 Douzièmes étapes

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

« Analyse » → « Run Analysis » ou on clique sur le bouton **F5**.



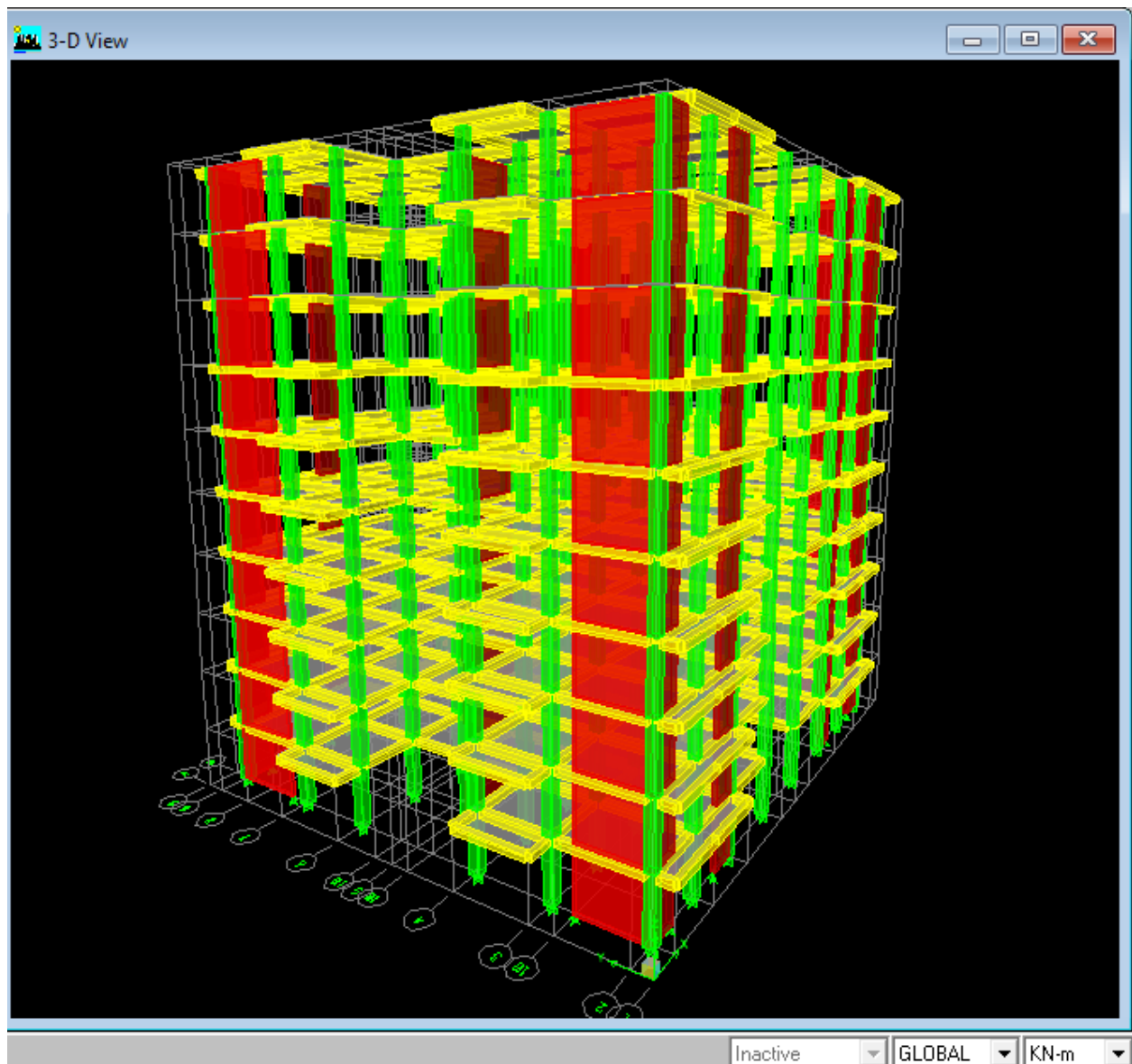


Figure IV.45 Modèle finale de notre structure.

Chapitre V : Vérification des conditions RPA

V.1 Introduction

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien R.P.A99 version 2003.

V.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet est un bâtiment en « RDC+9» implantée à Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIA).

Bâtiment à usage habitation, Site meuble S3 (rapport géotechnique) et système structurel : portiques + voiles

V.3 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens

V.3.1 Nombre de modes à retenir

Le RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY
▶	1	0.846707	69.8944	0.0000	69.8944	0.0000	0.0130	0.0001	99.0193
	2	0.766675	0.0001	68.8543	69.8945	68.8543	0.0606	98.7006	99.0195
	3	0.625017	0.0122	0.0583	69.9067	68.9126	68.7447	98.7853	99.0365
	4	0.224316	15.4142	0.0000	85.3209	68.9127	0.0027	98.7853	99.5888
	5	0.194440	0.0001	17.2903	85.3210	86.2029	0.0236	99.6719	99.5888
	6	0.156646	0.0024	0.0261	85.3234	86.2290	17.2578	99.6735	99.5890
	7	0.099225	6.4236	0.0000	91.7470	86.2291	0.0009	99.6735	99.9036
	8	0.088633	0.0001	6.4625	91.7471	92.6916	0.0103	99.9279	99.9036
	9	0.068634	0.0009	0.0113	91.7479	92.7029	6.4422	99.9283	99.9037
	10	0.056421	3.3742	0.0001	95.1221	92.7029	0.0005	99.9283	99.9559
	11	0.050999	0.0001	3.3000	95.1222	96.0029	0.0053	99.9717	99.9559
	12	0.040339	0.0004	0.0057	95.1226	96.0086	3.3019	99.9718	99.9559

Tableau V.28 La période et des masses participantes.

Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,846$ s.

- Le premier mode de vibration est : Une translation suivant l'axe X-X,
Il mobilise 69.89% de la masse.> **50%**
- Le deuxième mode de vibration est : Une translation suivant l'axe Y-Y,
Il mobilise 68.85% de la masse.> **50%**
- Le troisième mode de vibration est : Une rotation suivant l'axe Z-Z,
Il mobilise 68.74% de la masse.> **50%**

Il n'y a pas de torsion.

On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

Sens X-X : 91.74 % > 90% → Condition vérifiée.

Sens Y-Y : 92.69 % > 90% → Condition vérifiée.

V.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

RPA 2003Page 25 formule (4.1).

1. Coefficient d'accélération de zone A :(Tableau 4.1. Page 26 RPA2003).

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II _a	2	A= 0,15

2. Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

Formule	C _T	Hauteur de bâtiment	Période T
$T= C_t*(h_n)^{3/4}$	C _T =0,05 Tableau (4-6)	h _n =30.60m.	T=0,650s.

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

D'où : $T = 1,3 \times 0,650 = 0,845 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 0,847 \text{ sec} \rightarrow 3^{\text{ème}} \text{ cas}$

Donc : $T = 1,3 \times T_{\text{empirique}} \rightarrow T = 0,858 \text{ s}$

3. Facteur d'amplification dynamique D : RPA 2003 page 26 Formule (4.2)

Formule	$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$ (Formule 4.2 RPA 99 version 2003).
Paramètres	$T_1 = 0,15$ Site meuble S3 $T_2 = 0,50$ tableau 4.7 du RPA 99 version 2003
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) Remplissage dense et contreventement mixte : $\xi = 10$
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ d'ou: $\eta = 0,76 > 0,7$
D	$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,845}\right)^{2/3}$ $D = 1,34$

Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec Pa : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement

$$Q_x = 1,05 \text{ et } Q_y = 1,05.$$

Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

($\beta = 0,20$) cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003)

poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table → Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

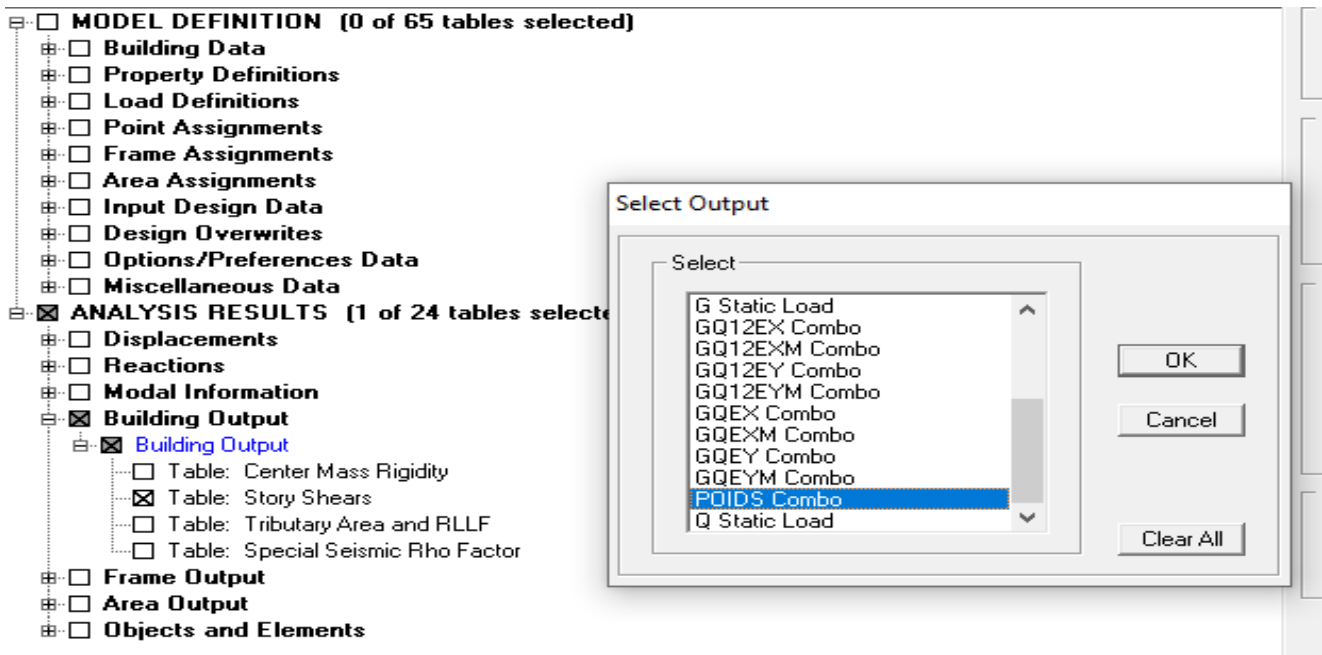


Figure V.46 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	POIDS	Bottom	12582.05	0.00	0.00	0.000	164653.614	-186585
	ET7	POIDS	Top	17309.01	0.00	0.00	0.000	226764.903	-256570
	ET7	POIDS	Bottom	18715.08	0.00	0.00	0.000	244921.944	-277538
	ET6	POIDS	Top	23442.03	0.00	0.00	0.000	307033.233	-347523
	ET6	POIDS	Bottom	24848.10	0.00	0.00	0.000	325190.275	-368491
	ET5	POIDS	Top	29575.05	0.00	0.00	0.000	387301.564	-438476
	ET5	POIDS	Bottom	31156.69	0.00	0.00	0.000	407725.182	-462043
	ET4	POIDS	Top	35883.65	0.00	0.00	0.000	469836.471	-532028
	ET4	POIDS	Bottom	37465.28	0.00	0.00	0.000	490260.089	-555595
	ET3	POIDS	Top	42192.24	0.00	0.00	0.000	552371.378	-625580
	ET3	POIDS	Bottom	43773.87	0.00	0.00	0.000	572794.996	-649147
	ET2	POIDS	Top	48500.83	0.00	0.00	0.000	634906.285	-719132
	ET2	POIDS	Bottom	50082.47	0.00	0.00	0.000	655329.903	-742699
	ET1	POIDS	Top	54809.42	0.00	0.00	0.000	717441.192	-812683
	ET1	POIDS	Bottom	56587.28	0.00	0.00	0.000	740398.043	-839155
	RDC	POIDS	Top	61314.23	0.00	0.00	0.000	802509.332	-909140
	RDC	POIDS	Bottom	63092.09	0.00	0.00	0.000	825466.182	-935611

Tableau V.29 Valeur du poids total de la structure.

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Poids total W_t	63092.09 KN
-------------------	-------------

Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Pour déterminer le coefficient de comportement (R) on doit déduire les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à prendre en considération à l'aide de logiciel ETABS .

En suivant les étapes ci-après ;

Les charges horizontales

Sens x-x :

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.

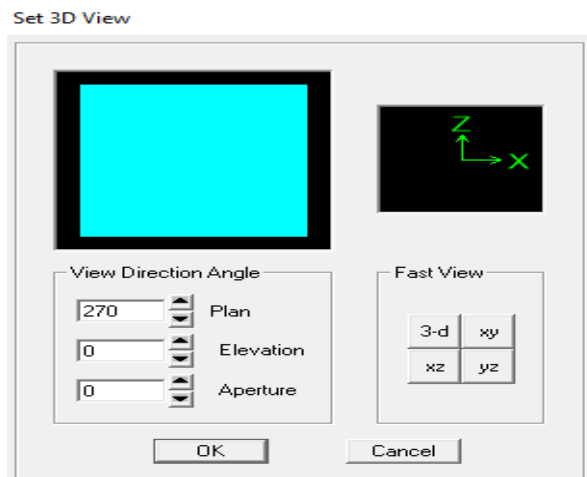


Figure V.47 Affichage des déformées suivant x et y.

Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge

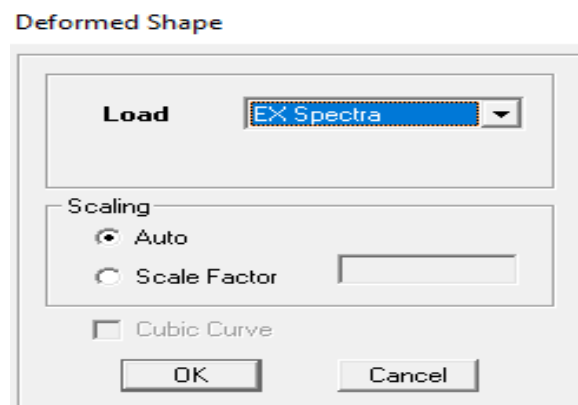


Figure V.48 Affichage des déformées suivant x.

Ensuite draw → draw section cut

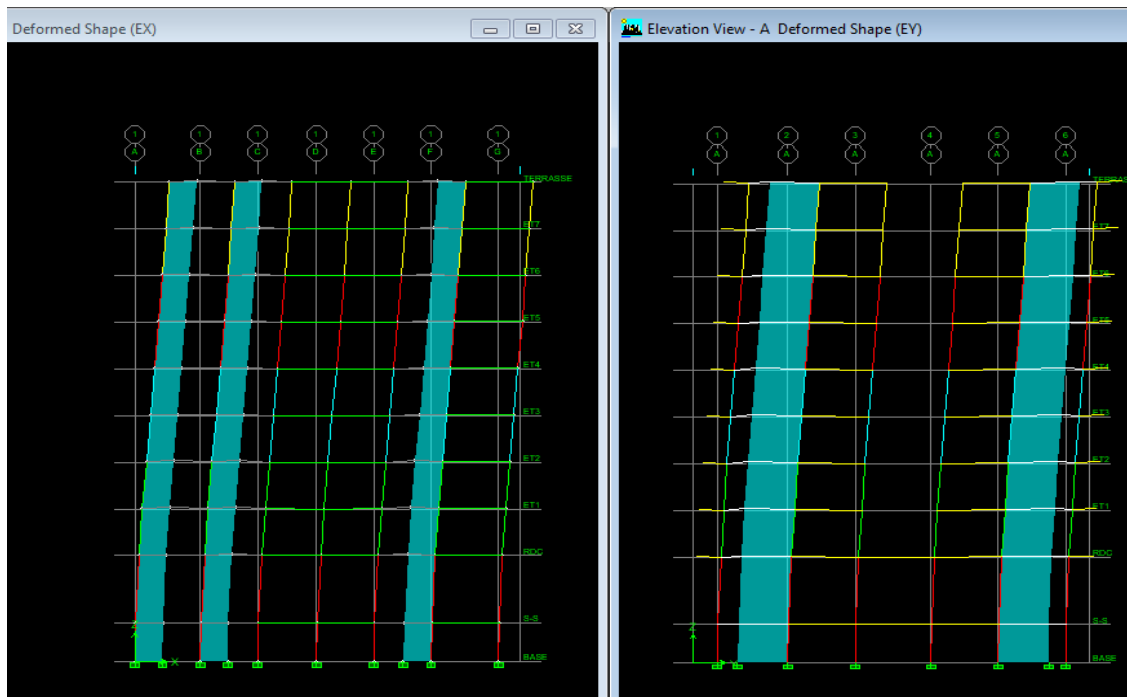


Figure V.49 La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.

Charge totale :

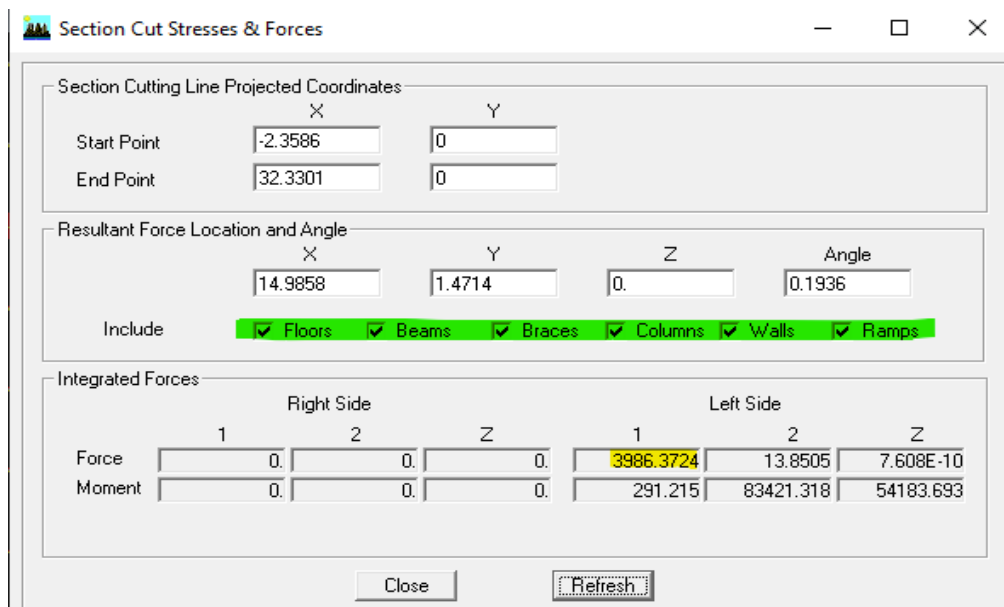


Figure V. 50 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x.

Charge voile :

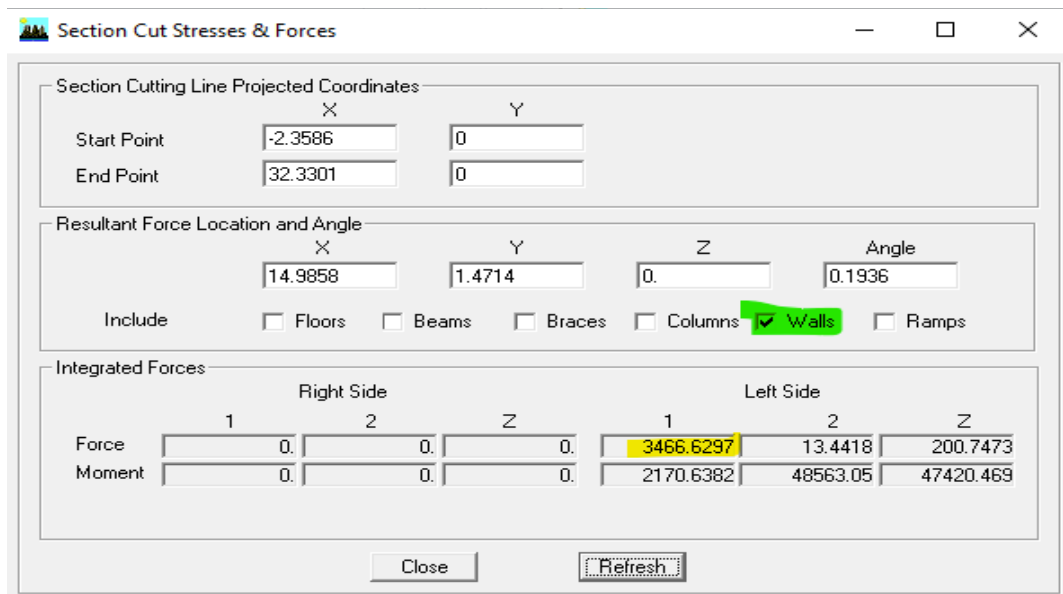


Figure V.51 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x.

Charge de portique

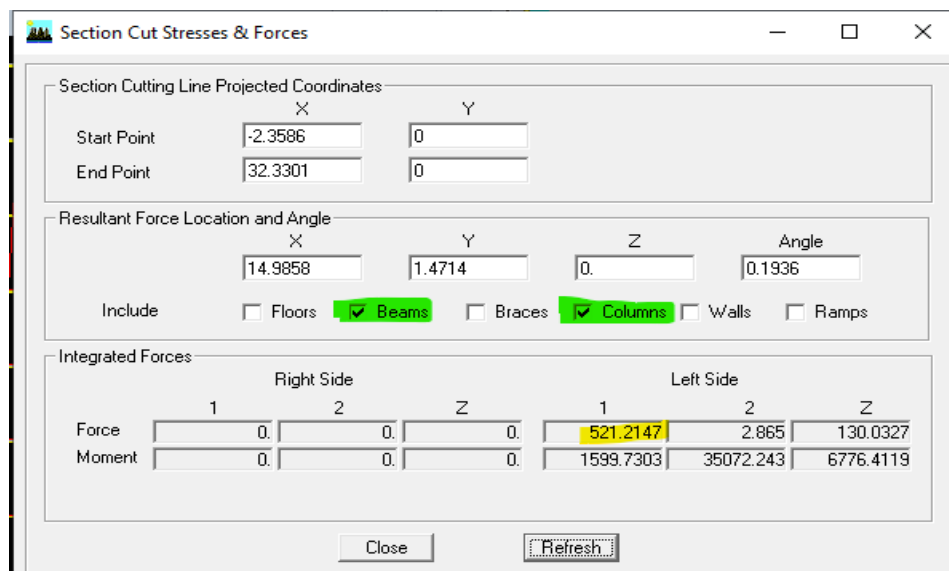


Figure V.52 Les forces horizontales reprises par les portique suivant x-x.

Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens

x-x (combinaison EX) :

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
1	3986,37	3466,62	521,20	86,96	13,07
2	3913,59	3043,14	879,72	77,75	22,47
3	3752,75	2866,28	894,53	76,37	23,83
4	3541,93	2488,80	1061,60	70,26	29,97
5	3270,32	2188,64	1089,84	66,92	33,32
6	2935,28	1779,9	1166,12	60,63	39,72
7	2545,64	1689,51	868,04	66,63	34,09
8	2085,99	1230,88	880,49	59,00	42,20
9	1549,92	852,82	754,24	55,02	48,66
10	879,50	398,26	895,03	45,28	101,76
Moyenne ⇒				66,455	38,909

Exemple de calcul :

$$3986.37 \rightarrow 100\%$$

$$\text{On a : } \quad 3466.62 \rightarrow X$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

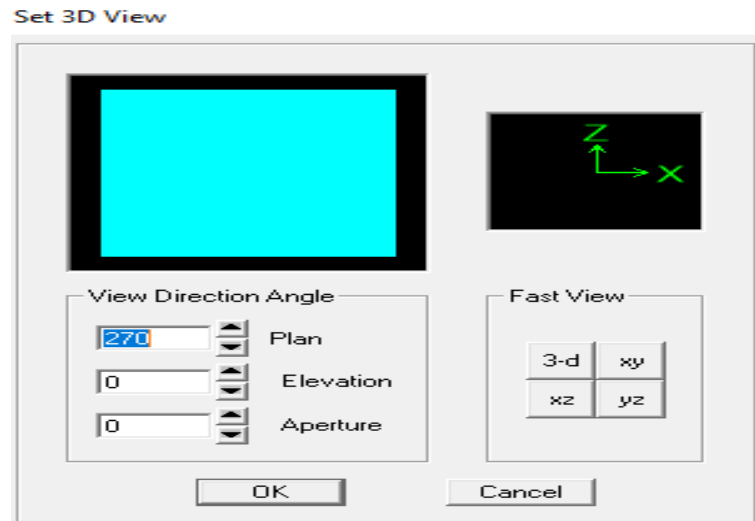
$$X = \frac{3466.62 \times 100}{3986.37} = 86.96\%$$

Donc :

- Effort repris par les voiles=86.96%
- Effort repris par les portiques=13.07%

Sens y-y

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne YZ on met 0 pour Aperture élévation et plan



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge.

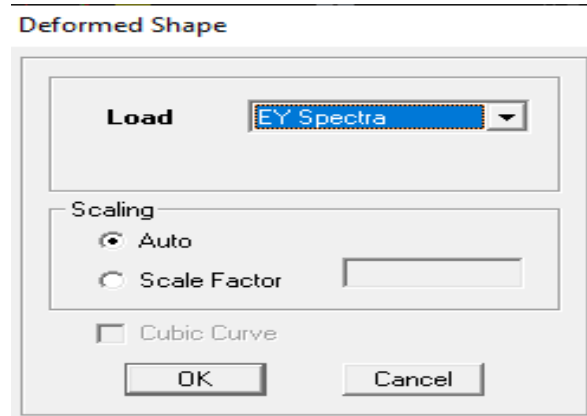


Figure V.53 Affichage des déformées suivant y.

Ensuite draw →draw section cut

Charge total

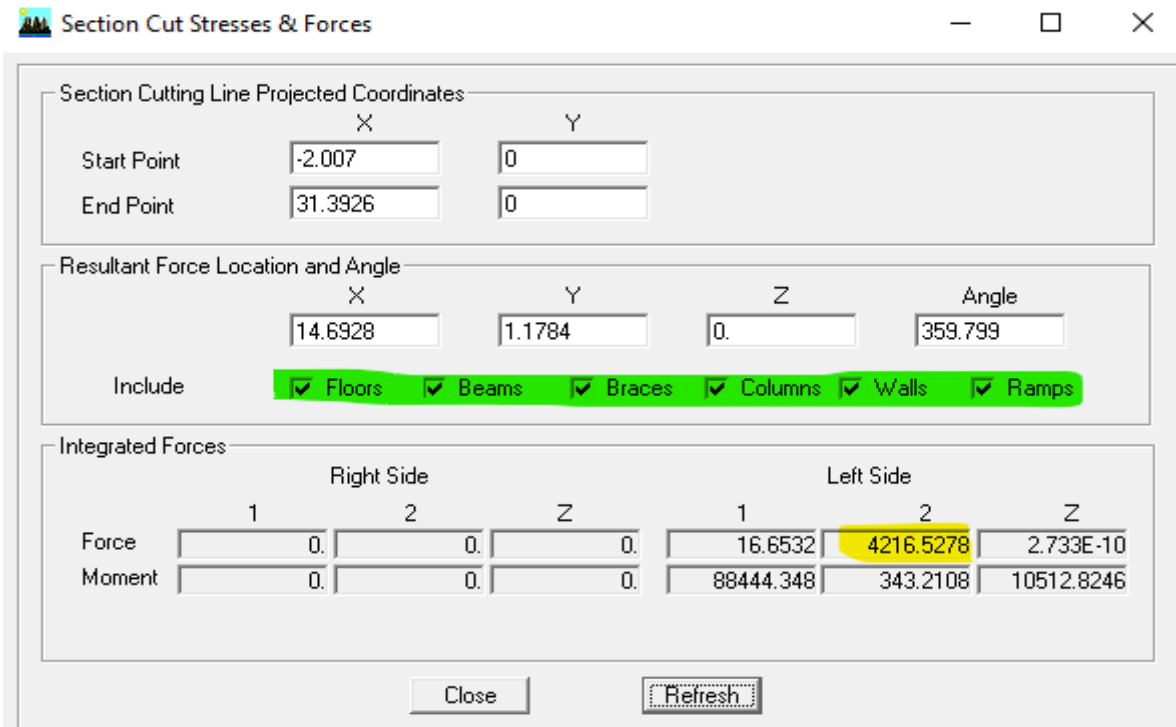


Figure V 54 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y.

Charge voile

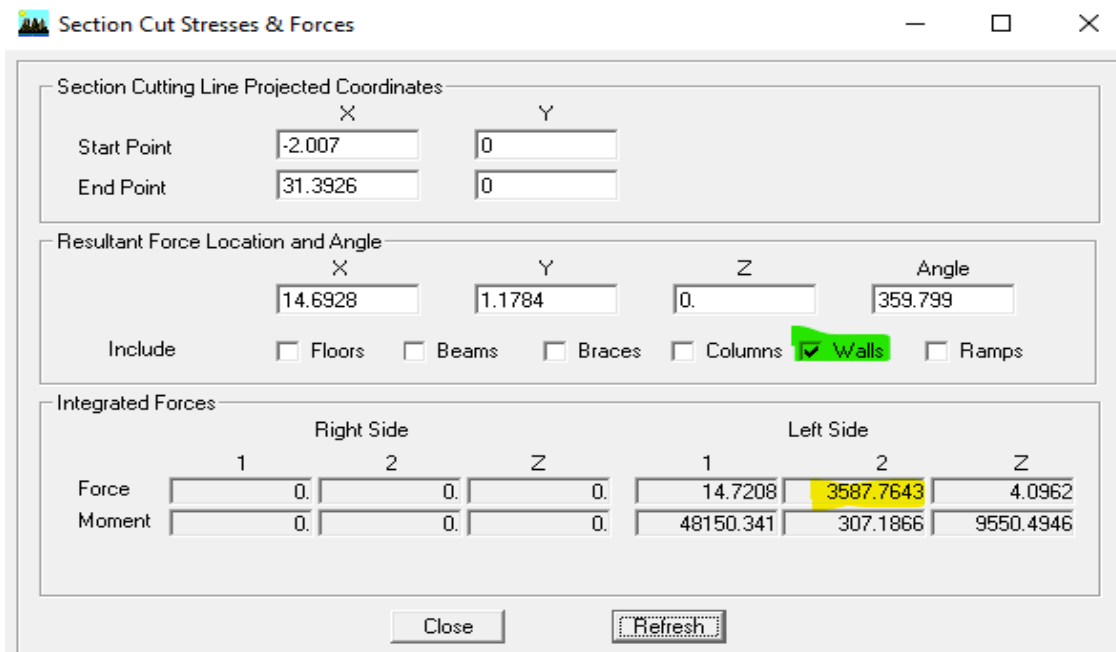


Figure V.55 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y.

Charge portique

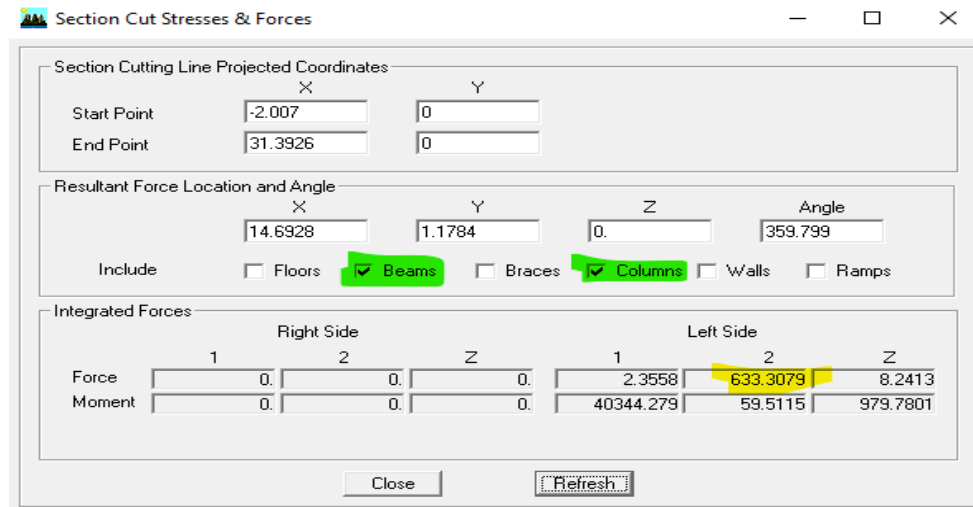


Figure V.56 Les forces horizontales reprises par les portiques suivant y-y.

La somme des efforts verticaux repris par les portiques

Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens y-y (combinaison EY) :

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
1	4216,50	3587,74	633,30	85,08	15,01
2	4132,36	3184,03	964,88	77,05	23,34
3	3963,81	2972,21	1006,57	74,98	25,39
4	3743,76	2565,46	1194,25	68,52	31,89
5	3458,96	2221,84	1251,47	64,23	36,18
6	3110,85	1765,83	1361,59	56,76	43,76
7	3110,85	1765,83	1361,59	56,76	43,76
8	2223,73	1206,74	1055,64	54,26	47,47
9	1652,77	800,71	947,08	48,44	57,30
10	930,106	513,25	1134,55	55,18	121,98
Moyenne ⇒				64,126	44,608

Exemple de calcul

On a $4216.50 \rightarrow 100\%$

$3587.74 \rightarrow X$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

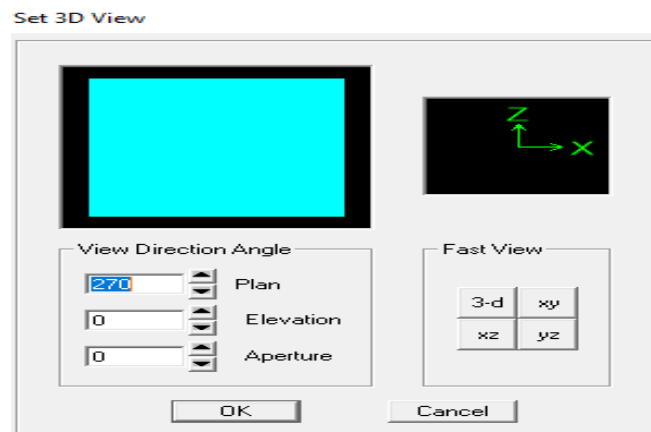
$$X = \frac{4216.50 \times 100}{3587.74} = 85.08\%$$

Donc :

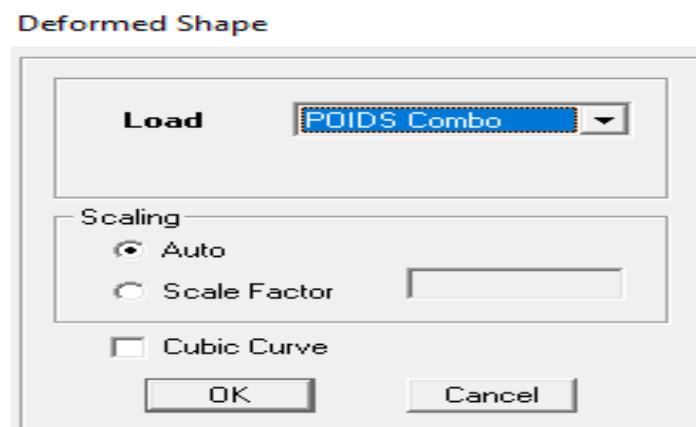
- Effort repris par les voiles=85.08%
- Effort repris par les portiques=15.01%

Les Charges verticales :

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.



Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge



Ensuite draw → draw section cut

Charge total:

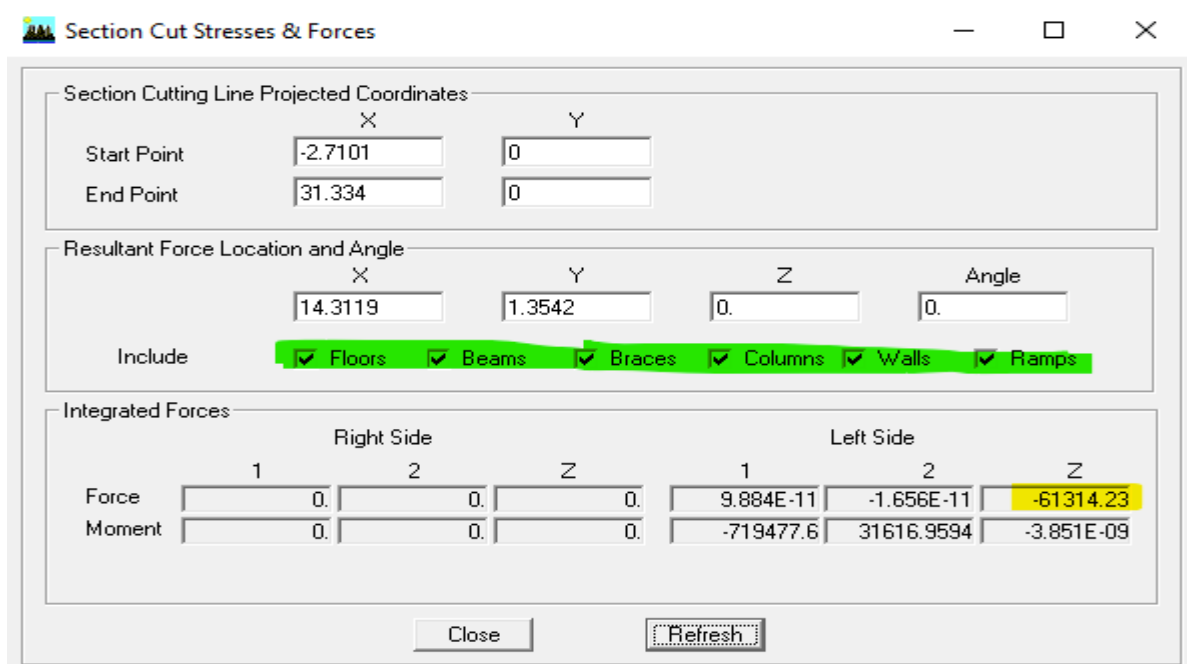


Figure V.57 Les forces vertical reprises par tous les éléments.

Charge de voile

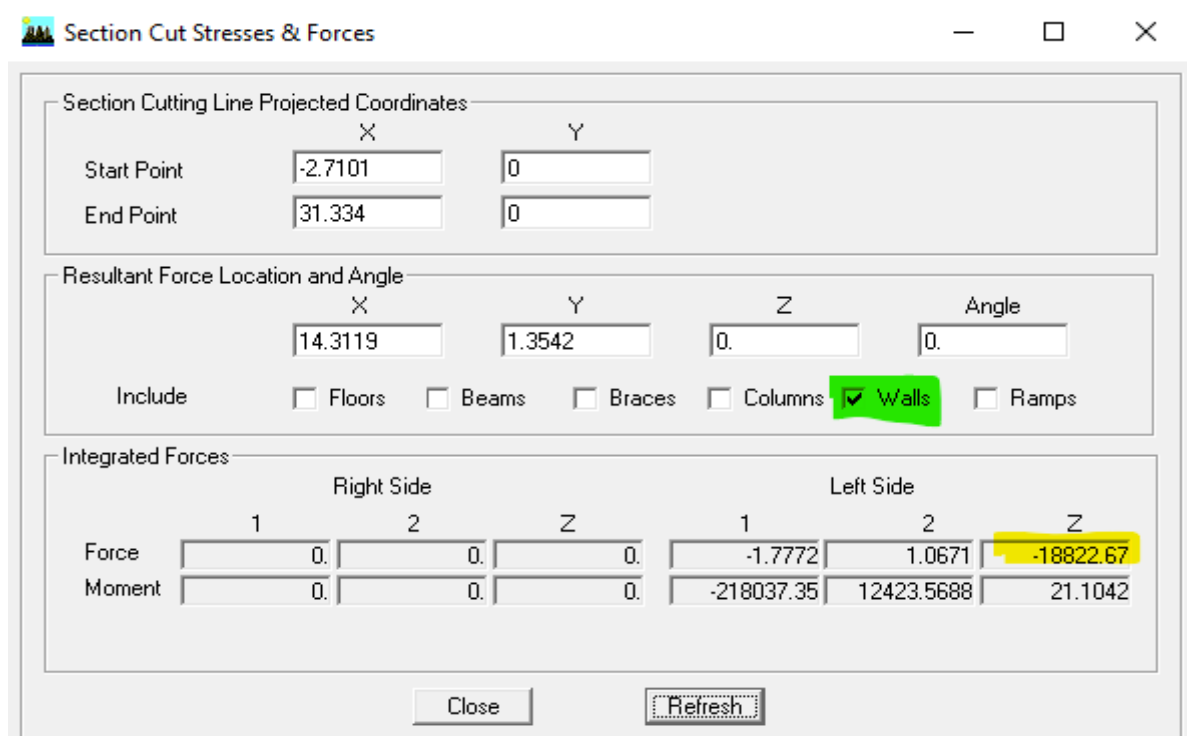


Figure V.58 Les forces verticales reprises par les voiles.

Charge de portique

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2.7101 Y: 0

End Point X: 31.334 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 14.3119 Y: 1.3542 Z: 0 Angle: 0

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1.7772	-1.0671	-42493.77
Moment	0.	0.	0.	-501465.6	19196.7145	-21.1042

Buttons: Close, Refresh

Figure V.59 Les forces verticales reprises par les portiques.

Récapitulatif des charges verticales reprise par les voiles et les portiques avec combinaison Poids :

NIVEAU	CHARGES (KN)			POURCENTAGES (%)	
	CHARGES TOTALES	CHARGES VOILES	CHARGES PORTIQUES	VOILES	PORTIQUES
1	61314,23	18822,67	42493,77	30,69	69,30
2	54809,42	17161,76	37680,44	31,31	68,74
3	48500,83	16023,26	32480,29	33,03	66,96
4	42192,24	14120,59	28073,31	33,46	66,53
5	35883,65	12081,59	23805,46	33,66	66,34
6	29575,05	10044,56	19658,84	33,96	66,09
7	23442,03	8294,08	15149,61	35,38	64,62
8	17309,00	6109,25	11200,78	35,29	64,71
9	11175,98	3857,65	7322,66	35,51	65,52
10	5042,96	1549,91	3489,05	30,73	69,18
Moyenne =>				33,202	66,799

Exemple de calcul

On a $61314.23 \rightarrow 100\%$

$18822.67 \rightarrow X$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{61314.23 \times 100}{18822.67} = 30.69\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=30.69%

Effort repris par les portiques=69.30%

Conclusion

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement par voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement R=3.5

Détermination de l’effort tranchant par l’ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show tables → on selection Building Modal Information

→ Table : response spectrum base reactions → on choisit EX spectra et EY spectra

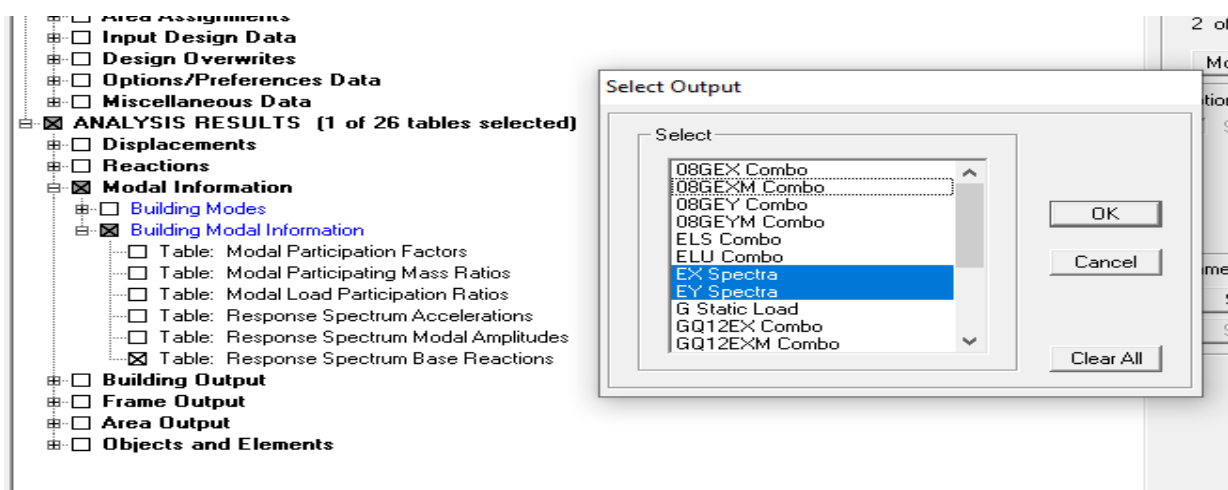


Figure V.60 Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	336.95	1.38	0.00	-2.753	786.369	-4384.2
	EX	11	U1	0.01	-1.68	0.00	3.612	0.020	-25.02
	EX	12	U1	0.04	0.15	0.00	-0.333	0.098	1.769
	EX	All	All	3986.40	3.44	0.00	55.869	83421.808	52181.8
	EY	1	U2	2.90	0.00	0.00	-0.049	64.746	-37.95
	EY	2	U2	-4.41	3923.12	0.00	-88111.624	-100.372	58230.2
	EY	3	U2	1.79	3.92	0.00	-88.549	39.665	34.58
	EY	4	U2	1.89	0.00	0.00	-0.009	6.720	-24.65
	EY	5	U2	-2.57	1266.63	0.00	-5380.282	-11.443	18822.2
	EY	6	U2	0.58	1.91	0.00	-8.850	2.371	20.77
	EY	7	U2	1.32	0.00	0.00	-0.010	5.497	-17.28
	EY	8	U2	-1.77	591.78	0.00	-2202.507	-7.560	8795.3
	EY	9	U2	0.31	1.10	0.00	-4.026	1.314	12.30
	EY	10	U2	1.38	0.01	0.00	-0.011	3.218	-17.94
	EY	11	U2	-1.68	340.46	0.00	-732.333	-4.041	5073.0
	EY	12	U2	0.15	0.59	0.00	-1.283	0.378	6.799
	EY	All	All	3.44	4216.56	0.00	88444.995	56.417	62546.2

Tableau V.30 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.

D’après l’Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base Vlogiciel obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 VMSE.$$

	L’effort tranchant (MSE)	0,8*VMSE	Vlogiciel	Vlogiciel >0,8*VMSE	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Qx}{R}$ _{.w}	3804.45KN	3043.56KN	3986.40	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Qy}{R}$ _{.w}	3804.45KN	3043.56KN	4216.56	Condition vérifiée

Tableau V.31 Vérification de la force sismique à la base.

V.3.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :
RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Les valeurs obtenues après calcul sont donnés dans le tableau Suivant ci – dessous :

Les poteaux 50x50

Nd (KN)	B (cm ²)	fc28 (KN/cm ²)	V	Observation
1892.18	2500	2,5	0,30	0,30 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

Les poteaux 45x45

Nd (KN)	B (cm ²)	fc28 (KN/cm ²)	V	Observation
1344.24	2025	2,5	0,26	0,26 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

Les poteaux 40x40

Nd (KN)	B (cm ²)	fc28 (KN/cm ²)	V	Observation
604.37	1600	2,5	0,15	0,15 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

V.3.4 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA 99 /version 2003 (Article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

Égale à ±0,05 Lmax

On doit vérifier :

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 0.05 L_x. \quad (\text{Sens X-X})$$

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 0.05 L_y. \quad (\text{Sens Y-Y})$$

Avec XCM : le centre de masse ;

XCR : le centre de torsion.

Suivant les étapes : (Display → show table → building output → centre Masse Rigidité)

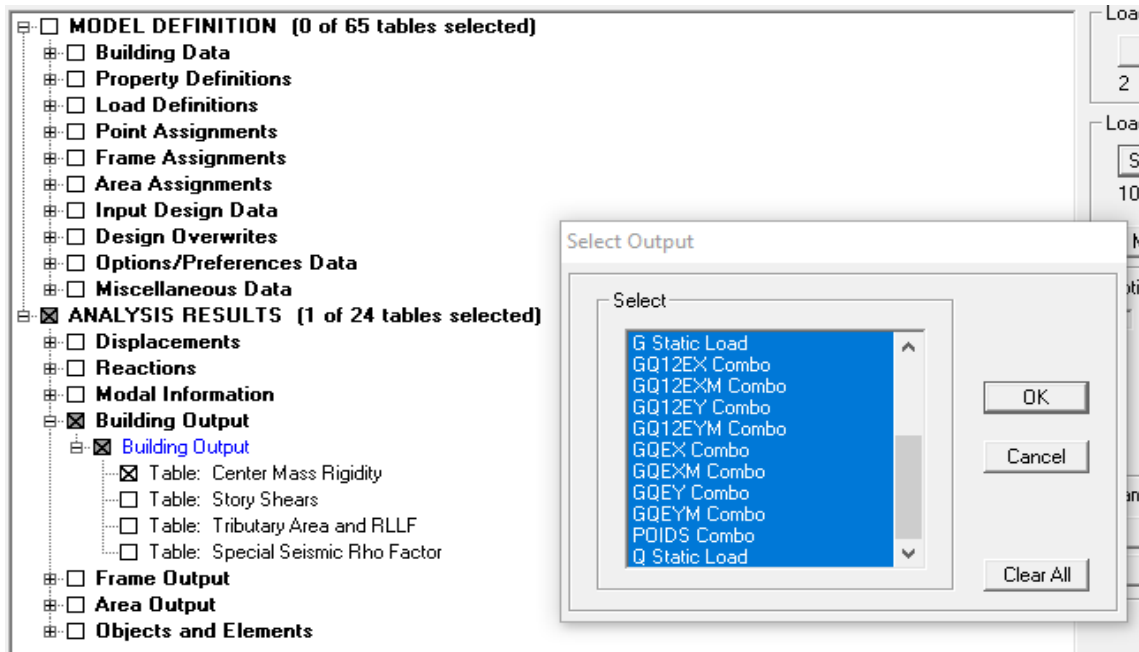


Figure V.61 Les étapes pour déterminer CM et CR.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	649.6741	649.6741	14.829	13.080	15.064	12.925
	ET1	D2	639.6695	639.6695	14.829	13.082	15.076	12.931
	ET2	D3	631.0282	631.0282	14.830	13.085	15.066	12.937
	ET3	D4	631.0282	631.0282	14.830	13.085	15.051	12.944
	ET4	D5	631.0282	631.0282	14.830	13.085	15.036	12.950
	ET5	D6	622.0767	622.0767	14.830	13.087	15.023	12.956
	ET6	D7	614.4885	614.4885	14.831	13.090	15.012	12.961
	ET7	D8	614.4885	614.4885	14.831	13.090	15.003	12.965
	ET8	D9	614.4885	614.4885	14.831	13.090	14.996	12.969
	TERRACE	D10	575.0226	575.0226	14.819	13.108	14.991	12.971

OK

Tableau V.32 Position centre de masse et de rigidité.

Dia	XCM	XCR	XCM- XCR	5%LX	obs.	YCM	YCR	YCM- YCR	5%LY	obs.
RDC	14.829	15.064	0.235	1.42	(Cv)	13.080	12.925	0.155	1.29	(Cv)
ET1	14.829	15.076	0.247	1.42	(Cv)	13.082	12.931	0.151	1.29	(Cv)
ET2	14.830	15.066	0.236	1.42	(Cv)	13.085	12.937	0.148	1.29	(Cv)
ET3	14.830	15.051	0.221	1.42	(Cv)	13.085	12.944	0.141	1.29	(Cv)
ET4	14.830	15.036	0.206	1.42	(Cv)	13.085	12.950	0.135	1.29	(Cv)
ET5	14.830	15.023	0.193	1.42	(Cv)	13.087	12.956	0.131	1.29	(Cv)
ET6	14.831	15.012	0.181	1.42	(Cv)	13.090	12.961	0.129	1.29	(Cv)
ET7	14.831	15.003	0.172	1.42	(Cv)	13.090	12.965	0.125	1.29	(Cv)
ET8	14.831	14.996	0.165	1.42	(Cv)	13.090	12.969	0.121	1.29	(Cv)
ET9	14.819	14.991	0.172	1.42	(Cv)	13.108	12.971	0.137	1.29	(Cv)

Tableau V.33 Vérification de la régularité structurelle en plan sens X et sens Y.

Conclusion :

On remarque que la condition sur l'excentricité est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et aussi vérifiée pour la plupart des étages dans le sens Y-Y.

V.3.5 Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (Art 4-43) : $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

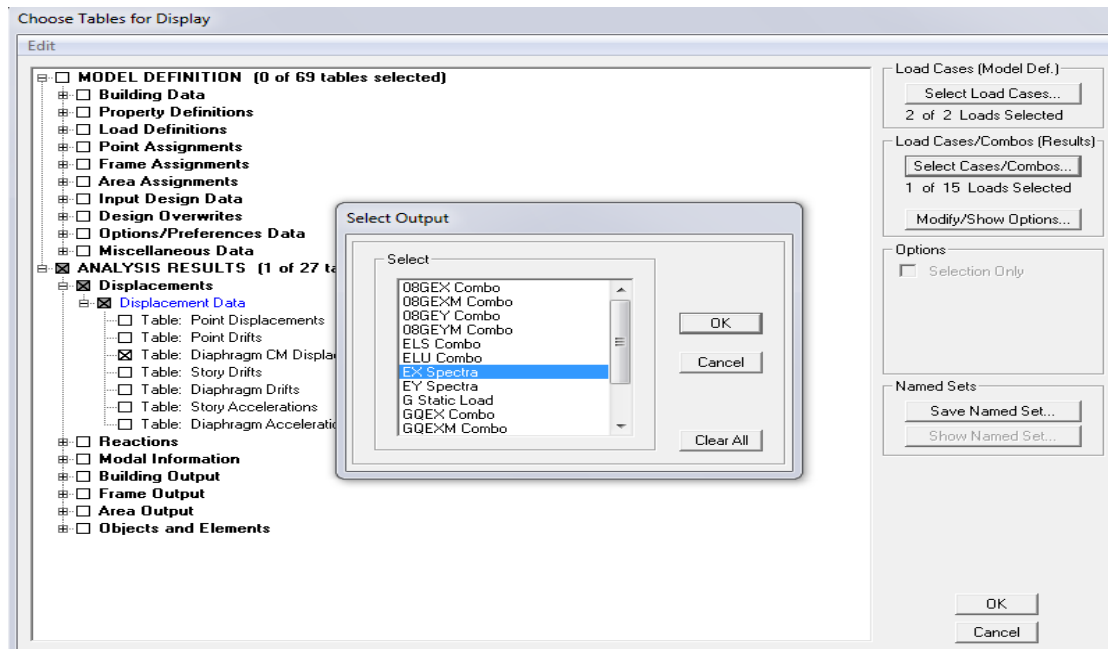


Figure V.62 Affichage des valeurs des déplacements.

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur OK

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRACE	D10	EX	0.0221	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
	ET8	D9	EX	0.0199	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	ET7	D8	EX	0.0176	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
	ET6	D7	EX	0.0151	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	ET5	D6	EX	0.0124	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	ET4	D5	EX	0.0097	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	ET3	D4	EX	0.0069	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ET2	D3	EX	0.0044	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	ET1	D2	EX	0.0022	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	RDC	D1	EX	0.0007	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Tableau V.34 Les déplacements dans le sens x-x.

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ex

PLANCHER	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R \delta_{ek}$	$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
ET9	D10	EX	0,0221	3,5	0,07735	0,0077	0,0306	CV
ET8	D9	EX	0,0199	3,5	0,06965	0,00805	0,0306	CV
ET7	D8	EX	0,0176	3,5	0,0616	0,00875	0,0306	CV
ET6	D7	EX	0,0151	3,5	0,05285	0,00945	0,0306	CV
ET5	D6	EX	0,0124	3,5	0,0434	0,00945	0,0306	CV
ET4	D5	EX	0,0097	3,5	0,03395	0,0098	0,0306	CV
ET3	D4	EX	0,0069	3,5	0,02415	0,00875	0,0306	CV
ET2	D3	EX	0,0044	3,5	0,0154	0,0077	0,0306	CV
ET1	D2	EX	0,0022	3,5	0,0077	0,00525	0,0306	CV
RDC	D1	EX	0,0007	3,5	0,00245	0,00245	0,0306	CV

Tableau V.35 Résultats de calcul avec les combinaisons Ex.

Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : Select cases/combos → 2 fois sur OK

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRACE	D10	EY	0.0000	0.0197	0.0000	0.00000	0.00000	0.00022
ET8	D9	EY	0.0000	0.0175	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020
ET7	D8	EY	0.0000	0.0153	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
ET6	D7	EY	0.0000	0.0129	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
ET5	D6	EY	0.0000	0.0105	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
ET4	D5	EY	0.0000	0.0081	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
ET3	D4	EY	0.0000	0.0058	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
ET2	D3	EY	0.0000	0.0037	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
ET1	D2	EY	0.0000	0.0019	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
RDC	D1	EY	0.0000	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

PLANCHER	Diaphragme	Load	δ _k	R	δ _k =R δ _k	ΔK = δ _k -δ _{k-1}	1%He	Conclusion
ET9	D10	EY	0,0197	3,5	0,06895	0,0077	0,0306	CV
ET8	D9	EY	0,0175	3,5	0,06125	0,0077	0,0306	CV
ET7	D8	EY	0,0153	3,5	0,05355	0,0084	0,0306	CV
ET6	D7	EY	0,0129	3,5	0,04515	0,0084	0,0306	CV
ET5	D6	EY	0,0105	3,5	0,03675	0,0084	0,0306	CV
ET4	D5	EY	0,0081	3,5	0,02835	0,00805	0,0306	CV
ET3	D4	EY	0,0058	3,5	0,0203	0,00735	0,0306	CV
ET2	D3	EY	0,0037	3,5	0,01295	0,0063	0,0306	CV
ET1	D2	EY	0,0019	3,5	0,00665	0,00455	0,0306	CV
RDC	D1	EY	0,0006	3,5	0,0021	0,0021	0,0306	CV

Tableau V.36 Résultats de calcul avec la combinaison E_y.

Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{Max} \leq f \frac{h_t}{500} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91) avec}$$

f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex

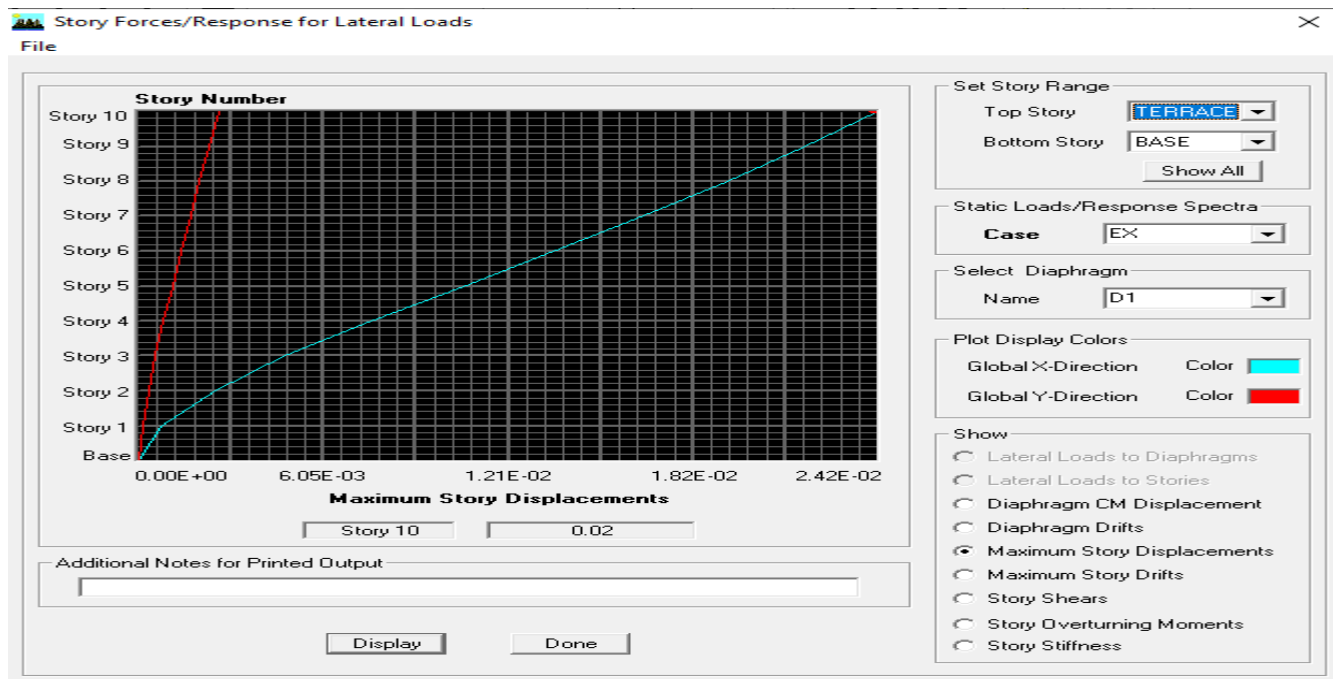


Figure V.63 Déplacement max suivant Ex.

$$\delta_{Max} = 0.02m \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612 m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Suivant Ey

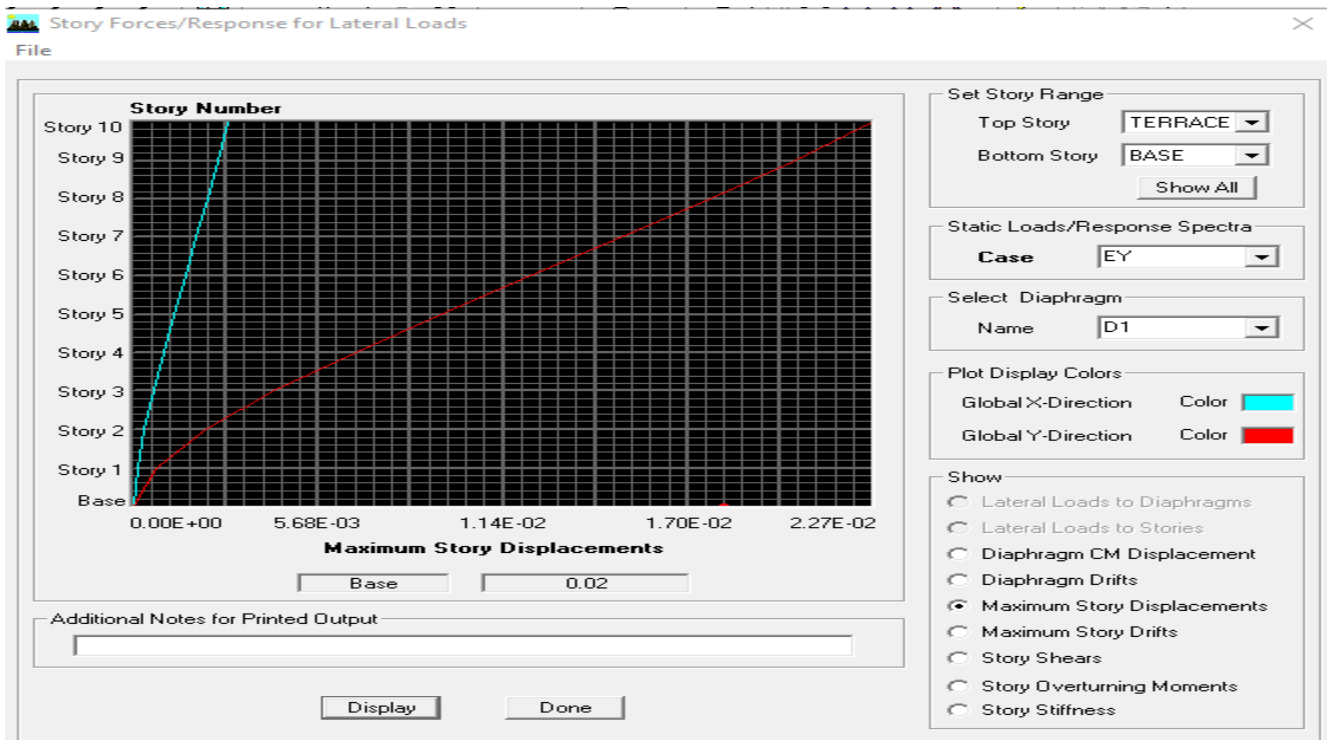


Figure V.64 Déplacement max suivant Ey.

$$\delta_{Max} = 0.02 m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612 m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k». V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x :

A) Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	EX	Bottom	0.00	1549.93	1.57	22528.188	8.284	7389.4
	ET7	EX	Top	0.00	2086.00	1.76	30458.322	8.284	7389.4
	ET7	EX	Bottom	0.00	2086.00	1.76	30458.322	12.833	13613.7
	ET6	EX	Top	0.00	2545.66	2.04	37318.354	12.833	13613.7
	ET6	EX	Bottom	0.00	2545.66	2.04	37318.354	17.591	21130.8
	ET5	EX	Top	0.00	2935.30	2.19	43214.069	17.591	21130.8
	ET5	EX	Bottom	0.00	2935.30	2.19	43214.069	22.706	29752.9
	ET4	EX	Top	0.00	3270.35	2.38	48372.704	22.706	29752.9
	ET4	EX	Bottom	0.00	3270.35	2.38	48372.704	28.128	39303.6
	ET3	EX	Top	0.00	3541.95	2.61	52633.650	28.128	39303.6
	ET3	EX	Bottom	0.00	3541.95	2.61	52633.650	34.060	49610.5
	ET2	EX	Top	0.00	3752.78	2.80	56093.547	34.060	49610.5
	ET2	EX	Bottom	0.00	3752.78	2.80	56093.547	40.551	60497.3
	ET1	EX	Top	0.00	3913.62	3.15	58811.149	40.551	60497.3
	ET1	EX	Bottom	0.00	3913.62	3.15	58811.149	47.741	71817.2
	RDC	EX	Top	0.00	3986.39	3.44	60047.996	47.741	71817.2
	RDC	EX	Bottom	0.00	3986.39	3.44	60047.996	55.869	83421.8

Tableau V.37 Valeurs de l'effort tranchant V_x .

Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	EY	Bottom	0.00	1.60	1652.80	26750.280	7865.056	8.413
	ET7	EY	Top	0.00	1.80	2223.77	36184.651	7865.056	8.413
	ET7	EY	Bottom	0.00	1.80	2223.77	36184.651	14524.307	13.03
	ET6	EY	Top	0.00	2.05	2705.72	44221.641	14524.307	13.03
	ET6	EY	Bottom	0.00	2.05	2705.72	44221.641	22543.546	17.86
	ET5	EY	Top	0.00	2.19	3110.90	51081.975	22543.546	17.86
	ET5	EY	Bottom	0.00	2.19	3110.90	51081.975	31705.876	22.98
	ET4	EY	Top	0.00	2.39	3459.01	57088.911	31705.876	22.98
	ET4	EY	Bottom	0.00	2.39	3459.01	57088.911	41823.258	28.38
	ET3	EY	Top	0.00	2.64	3743.82	62079.460	41823.258	28.38
	ET3	EY	Bottom	0.00	2.64	3743.82	62079.460	52722.336	34.31
	ET2	EY	Top	0.00	2.85	3963.87	66104.314	52722.336	34.31
	ET2	EY	Bottom	0.00	2.85	3963.87	66104.314	64226.590	40.85
	ET1	EY	Top	0.00	3.20	4132.42	69308.551	64226.590	40.85
	ET1	EY	Bottom	0.00	3.20	4132.42	69308.551	76183.302	48.17
	RDC	EY	Top	0.00	3.44	4216.56	70927.494	76183.302	48.17
	RDC	EY	Bottom	0.00	3.44	4216.56	70927.494	88444.996	56.41

Tableau V.38 Valeurs de l'effort tranchant Vy.

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	TERRACE	POIDS	Top	5042.96	0.00	0.00	0.000	66228.241	-74664.0
	TERRACE	POIDS	Bottom	6449.03	0.00	0.00	0.000	84385.283	-95632.0
	ET8	POIDS	Top	11175.98	0.00	0.00	0.000	146496.572	-165617.0
	ET8	POIDS	Bottom	12582.05	0.00	0.00	0.000	164653.614	-186585.0
	ET7	POIDS	Top	17309.01	0.00	0.00	0.000	226764.903	-256570.0
	ET7	POIDS	Bottom	18715.08	0.00	0.00	0.000	244921.944	-277538.0
	ET6	POIDS	Top	23442.03	0.00	0.00	0.000	307033.233	-347523.0
	ET6	POIDS	Bottom	24848.10	0.00	0.00	0.000	325190.275	-368491.0
	ET5	POIDS	Top	29575.05	0.00	0.00	0.000	387301.564	-438476.0
	ET5	POIDS	Bottom	31156.69	0.00	0.00	0.000	407725.182	-462043.0
	ET4	POIDS	Top	35883.65	0.00	0.00	0.000	469836.471	-532028.0
	ET4	POIDS	Bottom	37465.28	0.00	0.00	0.000	490260.089	-555595.0
	ET3	POIDS	Top	42192.24	0.00	0.00	0.000	552371.378	-625580.0
	ET3	POIDS	Bottom	43773.87	0.00	0.00	0.000	572794.996	-649147.0
	ET2	POIDS	Top	48500.83	0.00	0.00	0.000	634906.285	-719132.0
	ET2	POIDS	Bottom	50082.47	0.00	0.00	0.000	655329.903	-742699.0
	ET1	POIDS	Top	54809.42	0.00	0.00	0.000	717441.192	-812683.0
	ET1	POIDS	Bottom	56587.28	0.00	0.00	0.000	740388.043	-838155.0

Tableau V.39 Le poids P.

On a :

Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau V.8 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y

Story	Poids	Sous Ex				Sous Ey			
		Dk _x (m)	V _x	V _x x h	q _x	Dk _y (m)	V _y	V _y x h	q _{ky}
Etage 9	6449,03	0,0221	879,51	2691,30	0,05282404	0,0197	930,12	2846,16	0,04463765
Etage 8	12582,05	0,0199	1549	4739,94	0,0367954	0,0175	1652,8	5057,56	0,04353599
Etage 7	18715,08	0,0176	2086	6383,16	0,05160225	0,0153	2223,77	6804,73	0,04207966
Etage 6	24848,1	0,0515	2545,66	7789,71	0,16427789	0,0129	2705,72	8279,5	0,03871496
Etage 5	31156,69	0,0124	2935,3	8982,01	0,04301297	0,0105	3110,9	9519,354	0,03436633
Etage 4	37465,28	0,0097	3270,35	10007,27	0,03631492	0,0031	3459,01	10584,57	0,0109728
Etage 3	43773,87	0,0069	3541,95	10838,36	0,02786766	0,0058	3743,82	11456,08	0,0221619
Etage 2	50082,47	0,0044	3752,78	11483,5	0,01918952	0,0037	3963,87	12129,44	0,0152773
Etage 1	56587,28	0,0022	3913,62	11975,67	0,01039541	0,0019	4132,42	12645,2	0,0085025
RDC	63092,09	0,0007	3986,39	12198,35	0,00362053	0,0006	4216,56	12902,67	0,00293391

Tableau V.40 Vérification L'effet P-Delta suivant Ex et Ey.

V.4 Conclusion

Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailage de ces éléments porteurs.

Chapitre VI : Ferraillage des éléments principaux

VI. Poteaux

VI.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VI.1.2 Recommandations du RPA

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).			
<ul style="list-style-type: none"> • Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. • Le diamètre minimal est de 12 mm. • La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone IIa). • La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa. • Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement 			
Pourcentage total Maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
Pourcentage total minimum	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50*50	20	100	150
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96

Tableau VI.41 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003.

VI.1.3 Hypothèses de calcul

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU. G+Q → à l'ELS	G+Q±E → RPA99 révisée 2003. 0.8G±E → RPA99 révisée 2003
--	--

VI.1.4 Calcul du ferraillage des poteaux

Calcul des armatures longitudinales (courant et accidentelle) :

Les résultats de ferraillage à L'ELU se résument dans le tableau suivant :(La page suivante)

	sollicitations	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	obs	Asup	Ainf
Zone I (50x50)	Nmax	ELU	-2068,32	-2,887	SEC	0	0
				-0,429	SEC	0	0
	Nmin	GQEy	677,16	13,931	SET	7,67	9,26
				-4,988	SET	8,75	8,18
M ₃ max	GQEx	-154,32	96,294	SPC	0	3,27	
M ₂ max	GQEy	589,51	103,024	SET	1,52	13,22	
Zone II (45x45)	Nmax	ELU	-1628,39	-4,775	SEC	0	0
				-0,952	SEC	0	0
	Nmin	GQEy	465,59	49,184	SET	2,67	8,97
				-1,034	SET	5,89	5,75
M ₃ max	GQEx	-160,30	123,443	SPC	0	5,67	
M ₂ max	GQEy	59,89	116,666	SPC	0	7,96	
Zone III (40x40)	Nmax	ELU	-799,27	-1,891	SEC	0	0
				-1,411	SEC	0	0
	Nmin	GQEy	-1,54	33,57	SPC	0	2,28
				4,811	SPC	0	0,31
M ₃ max	GQEx	-203,98	-94,175	SPC	4,15	0	
M ₂ max	GQEy	-114,90	-92,818	SPC	5,13	0	

Tableau VI.42 Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

Niveau	Section (cm ²)	AS (cm ²)	Ai (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Choix d'armateur
RDC + 1ère étage	(50x50)	1,52	13,22	20	21,29	6HA16 + 6HA14
2ème +3ème +4ème +5ème	(45x45)	2,67	8,97	16,2	18,46	12HA14
6ème +7ème +8ème +9ème	(40x40)	5,13	0	12,8	13,56	12HA12

Tableau VI.43 Les sections d'armatures longitudinales des poteaux.

VI.1.5 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

VI.1.5.1 Les armatures transversales

1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

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. Diamètre des aciers :

Selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{20}{3} = 6.667$$

Soit : $\phi_t > 8mm$

Avec : ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\emptyset 8$

Soit : ($A_t = 2.01cm^2$)

VI.1.5.2 Espacement des armatures transversales

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)	
<p>$St \leq \min\{15\phi_{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$</p> <p>Avec : a : la petite dimension transversal des Poteaux</p> <p style="text-align: center;">$St \leq 18cm$</p>	<p>$St \leq \min\{15 * 1, 2; 40cm; (35 + 10)cm\}$</p> <p style="text-align: center;">Soit : $St = 15 cm.$</p>
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)	
<p>En zone courante (pour zone IIa) :</p> <p style="text-align: center;">$St \leq \{15\phi_{min}\} = \{15 * 1, 2\} = 18cm$</p> <p style="text-align: center;">$St \leq 18cm$ Soit : $St = 15cm$</p> <p>En zone nodal (pour zone IIa) :</p> <p style="text-align: center;">$St \leq \min\{15cm; 10\phi_{min}\} = \min\{15; 10 * 1, 2\} = \min\{15 ; 12\} = 12cm$</p> <p style="text-align: center;">Soit: $St = 10 cm$</p>	

VI.1.5.3 Vérification de la quantité d’armatures transversales

- ✓ Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0,3\% St .b1$
- ✓ Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{tmin} = 0,8 \% St .b1$
- ✓ Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec $b1$: Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$

I_f : longueur de flambement du poteau. **$I_f = 0,7 l_0$**

Les résultats se résument dans le tableau suivant

Poteau	Hauteur	Lf	λ_g	A_{tmin}	Aadopté	Observation
50*50	3,06	2,142	4,284	2,0088	2,01	Condition vérifiée
45*45	3,06	2,142	4,76	1,92	2,01	Condition vérifiée
40*40	3,06	2,142	5,355	1,8	2,01	Condition vérifiée

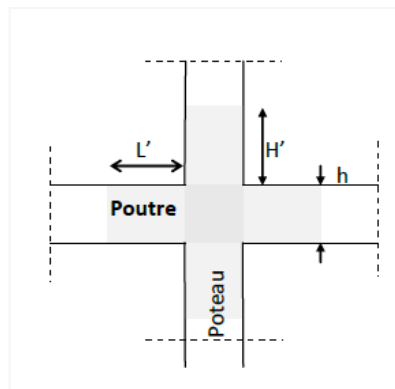
Tableau VI.44 Vérification de la quantité d’armatures transversales.

Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1/60)$ **(Art.7.4.2.1).**

h_e : la hauteur d’étage moins la hauteur de la poutre secondaire



	h	h'
Poteau (50*50)	3,06	$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.45 Détermination de la zone nodale.

La longueur minimale des recouvrements est de :

Pour la zone IIa : $Lr = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$Lr = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$Lr = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$Lr = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	$Lr = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

On doit vérifier que: $\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$\lambda g \geq 5$	$\rho_b = 0,075$	$\tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$
$\lambda g < 5$	$\rho_b = 0,04$	$\tau_{bu} = 1 \text{ MPa.}$

poteau	he	b=h	λg	d	Tu	$\tau_b = \frac{Tu}{b.d}$	τ_{bu}	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
(50x50)	3,06	0,45	4,284	47	65,57	0,027	1	CV
(45x45)	3,06	0,4	4,76	42	82,84	0,043	1	CV
(40x40)	3,06	0,35	5,355	37	66,63	0,045	1,875	CV

Tableau VI.46 Vérification au cisaillement.

VI.1.6 Vérification à L'ELS

- **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Condition de non fragilité**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec : **A_{min}** : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à 28 J

f_e : contrainte limite élastique des acier

e: excentricité de l'effort normal à l'ELS

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible)

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

	Sollicitations	M(KN .m)	$E_s \frac{M_s}{N_s}$	Asup	Aadoptée	Obs
Zone I (50x50)	Nmax =-1506,69	-2,106	0,0013	6,97	21,29	C.V
		-0,315	0,0002	6,97		
	Nmin = -506,06	-10,758	0,021	6,98		
		-7,405	0,014	6,98		
	M ₃ max = - 720,94	-13,596	0,018	6,98		
M ₂ max = -699,7	27,386	0,039	6,99			
Zone II (45x45)	Nmax =1186,29	-3,488	0,002	5,61	18,46	C.V
		-0,699	0,0005	5,61		
	Nmin = -235,86	-18,484	0,0783	5,64		
		2,709	0,011	5,61		
	M ₃ max = -362,21	24,099	0,066	5,64		
M ₂ max = -489,8	-32,432	0,066	5,64			
Zone II (40x40)	Nmax = -582,64	-1,394	0,002	4,39	13,56	C.V
		-1,035	0,001	4,39		
	Nmin = -46,59	14,777	0,317	4,52		
		11,94	0,256	4,49		
	M ₃ max = -70,36	28,577	0,406	4,55		
M ₂ max = -94,98	-40,395	0,425	4,56			

Tableau VI. 47 Vérification de la condition de non fragilité.

- Poteaux (50 x 50)

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	5,18 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	77,7 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	78 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	5,2 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	3,37 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	48,8 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	23,5 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,45 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	1,48 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	22,7 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	29,6 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	2 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figure VI.65 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (50 x 50).

- Poteaux (45 x 45)

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	5,05 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	75,8 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	76,7 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	5,12 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	2,73 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	38,6 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	7,93 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,37 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	1,14 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	16,9 MPa <	400 MPa
armatures inférieures :	13,4 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,88 MPa <	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figures VI.66 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45).

• Poteaux (40 x 40)

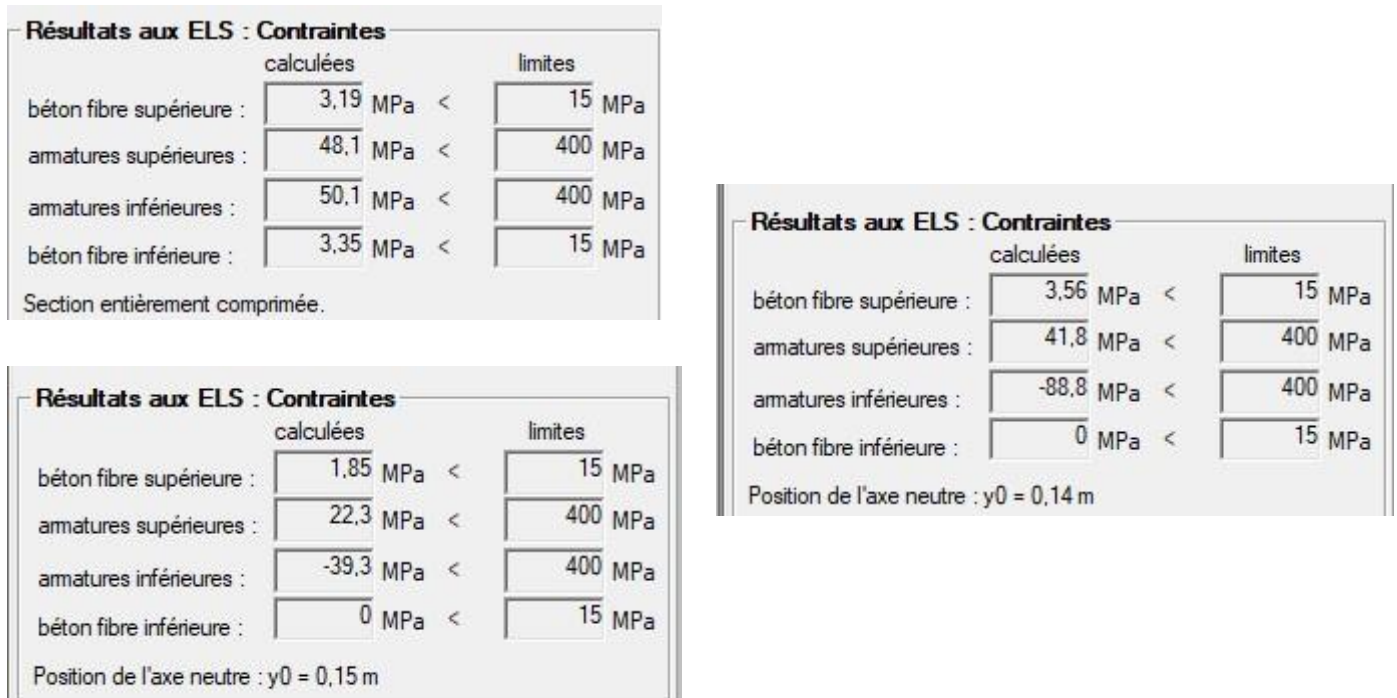


Figure VI.66 Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40)

VI.1.6 Conclusion

Après que tous les calculs et les vérifications soient faits, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	Adoptée(cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC / ET1	(50x50)	21,29	6HA16+ 6HA14
ET2+3+4+5	(45x45)	18,46	12HA14
ET6+7+8+9	(40x40)	13,56	12HA12

VI.2 Les poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des plancher vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant T et à un moment fléchissant M , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.7), ils sont donc calculés en flexion simple.

VI.2.2 Recommandations du RPA

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> Le diamètre minimal est de 12mm. La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*40	60	48	72
Poutre secondaire 30*35	5,25	42	63
Poutre palière 30*35	5,25	42	63
Poutre de chaînage 30*35	5,25	42	63

Tableau VI.48 Les recommandations du RPA.

VI.2.3 Hypothèse de calcul

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E → RPA99 révisée 2003

VI.2.4 Calcul de ferraillage

VI.2.4.1 Calcul des armatures longitudinales (courant et accidentelle)

Les résultats de ferraillage à L'ELU se résument dans le tableau suivant

Poutre principale (30 x40)		Comb	M _{max}	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	Aadopté (cm ²)	A _{min} =0,5%b _x h
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEY	-187,236	14,43	3HA16+ 6HA14	15.27	6
	Appuis inf	GQEY	143,951	10,6	3HA16+ 3HA14	10.7	6
	En travée	ELU	35,945	2,89	3HA16	6,03	6
P.P Loin de voile	Appuis sup	GQEY	-95,554	6,86	3HA16+ 2HA14	9,11	6
	Appuis inf	GQEY	59,662	4,18	3HA16	6,03	6
	En travée	ELU	48,142	3,92	3HA16	6,03	6

Tableau VI.49 Résultats de ferraillage des poutres principales à ELU.

Poutre Secondaire(30 x 35)		Comb	M _{max}	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	Aadopté (cm ²)	A _{min} =0,5%b _x h
P.S Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEY	-143.02	12.79	3HA16+ 6HA12	12.82	5.25
	Appuis inf	GQEY	112.855	9.35	3HA16+ 3HA12	9.40	5.25
	En travée	ELU	26.201	2.43	3HA16	6,03	5.25
P.S Loin de voile	Appuis sup	GQEY	-67.812	5.61	3HA16	6.03	5.25
	Appuis inf	GQEY	58.79	4,82	3HA16	6,03	5.25
	En travée	ELU	27.57	2.56	3HA16	6,03	5.25

VI.2.4.3 Espacement des armatures transversales

Selon le RPA 2003 :St < min(0,9 d ; 40 cm)		
P.P	St < (0,9x 37; 40 cm) =(33,3; 40cm)=33,3cm	St = 15 cm
P.S	St < (0,9x 32; 40 cm) =(28,8; 40cm)=28,8cm	St = 15 cm

D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)		
Zone nodale :	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$	
P.P	$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = (10; 19,2; 30) = 10 \text{ cm}$	St = 10cm
P.S	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$	St = 8cm
P.PA	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$	St = 8cm
P.C	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$	St = 8cm
Zone courante :	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
P.P	$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$	St = 15cm
P.S	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$	St = 15cm
P.PA	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$	St = 15cm
P.C	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$	St = 12cm

Selon le RPA 2003 : $A_t \geq 0,3\% S_t b$		
P.P	$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$	C.V
P.S	$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$	C.V
P.PA	$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$	C.V
P.C	$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$	C.V

VI.2.4.4 Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

VI.2.4.5 Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière	Poutre de chaînage
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI.2.5 Vérifications à L'ELU

$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$		
	Amin	Observation
P.P	$\frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340 \text{ cm}^2$	Aadoptée=2.01 ≥ Amin Condition vérifiée
P.S	$\frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$	
P.PA	$\frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$	
P.C	$\frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$	

VI.2.5.1 Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

VI.2.5.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99)

Exemple : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{78,02 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,702 [\text{MPa}]$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$				
Fissurations peu nuisibles.		$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA} \}$		=3,33MPa
		Tmax (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Poutre principales (30 x40)	P.P Adhérant aux voile	-78,02	0,702	Condition vérifiée
	P.P non Adhérant	73,88	0,665	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30 x35)	Adhérant aux voile	-28,66	0,298	Condition vérifiée
	P.S non Adhérant	32,52	0,338	Condition vérifiée

Tableau VI.50 Vérification de la contrainte tangentielle du béton.

VI.2.5.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99)

$T_{\max} = 74.62 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 666 \text{ KN}$

$T_{\max} = 58.40 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$

$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ Avec : a=0,9*d				
Fissurations peu nuisibles.		T_{\max} (KN)	$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ (KN)	Observation
Poutre principales (30 x40)	P.P Adhérant aux voile	-78,02	666	Condition vérifiée
	P.P non Adhérant	73,88	666	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30 x35)	P.S Adhérant aux voile	-28,66	576	Condition vérifiée
	P.S non Adhérant	32,52	576	Condition vérifiée

Tableau VI.51 Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui.

VI.2.5.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où : $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$

Exemple : $\left(-78,02 - \frac{143,951}{0.9 \times 0.37}\right) = -510,30 < 0$

$A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e} = \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$					
Fissurations peu nuisibles.		Effort tranchant T	Moment aux appuis	$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \frac{Y_s}{f_e}$	Observation
Poutre principales (30 x40)	P.P Adhérent aux voile	-78,02	143,951	-510,30 < 0	Condition vérifiée
	P.P non Adhérent	73,88	59,662	-105,285 < 0	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30 x35) P.S	P.S Adhérent aux voile	-28,66	112,855	-420,517 < 0	Condition vérifiée
	P.S non Adhérent	32,52	58,79	-171,611 < 0	Condition vérifiée

Tableau VI.52 Influence de l'effort tranchant sur les armatures.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

$$\tau_u = \frac{143,951}{0.9 \times 37 \times 402,071} \times 10 = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

 Poutre principale (30 x40)

Poutre principale (30 x40)		Ferraillage	$\sum u_i = n\pi \phi$	T_{max}	$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum \mu_i}$	$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$	Obc
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	3HA16+6HA14	402,071	143,951	0,107	3.15	C.V
	Appuis inf	3HA16+3HA14	150,72		0,29	3.15	C.V
	En travée	3HA16	150,72		0,29	3.15	C.V
P.P Loin de voile	Appuis sup	3HA16+2HA14	238,64	73,88	0,09	3.15	C.V
	Appuis inf	3HA16	150,72		0,147	3.15	C.V
	En travée	3HA16	150,72		0,147	3.15	C.V

 Poutre secondaire(30 x35)

Poutre secondaire (30 x35)		Ferraillage	$\sum u_i = n\pi \phi$	T_{max}	$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum \mu_i}$	$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$	Obc
P.S Adhérent aux voile	Appuis sup	3HA16+6HA12	389,36	-28,66	0,025	3.15	C.V
	Appuis inf	3HA16+3HA12	389,36		0,025	3.15	C.V
	En travée	3HA16	150,72		0,66	3.15	C.V
P.S Loin de voile	Appuis sup	3HA16	150,72	32,52	0,074	3.15	C.V
	Appuis inf	3HA16	150,72		0,074	3.15	C.V
	En travée	3HA16	150,72		0,074	3.15	C.V

VI.2.6 Vérifications à L'ELS

- **État limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99)**

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

- **État limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ✓ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348[\text{MPa}]$
- ✓ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}]$

Vérification de la contrainte dans le béton

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale (30 x40)		M_{max}	Aadoptée (cm2)	ρ	K1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	-68,661	15,26	1,375	16,85	0,843	144,253	8,561	15	Vérifiée
	Appuis inf	26,154	10,7	0,964	21,23	0,862	76,638	3,609	15	Vérifiée
P.P Loin de voile	Appuis sup	-60,359	9,11	0,82	23,46	0,87	205,827	8,773	15	Vérifiée
	Appuis inf	35,222	6,03	0,543	30,04	0,889	177,579	5,91	15	Vérifiée

Tableau VI.53 Vérification des contraintes à ELS.

Poutre secondaire (30x35)		M_{max}	Aadoptée (cm2)	ρ	K1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.S Adhérent aux voile	Appuis sup	-28,306	12,8	1,33	17,26	0,845	81,782	4,738	15	Vérifiée
	Appuis inf	19,038	9,40	0,979	20,97	0,861	73,509	3,505	15	Vérifiée
P.S Loin de voile	Appuis sup	-28,64	6,03	0,628	27,73	0,883	168,091	6,173	15	Vérifiée
	Appuis inf	19,99	6,03	0,628	27,73	0,883	117,323	4,23	15	Vérifiée

Tableau VI.54 Vérification des contraintes à ELS.

VI.2.7 Conclusion

Après que tous les calculs et les vérifications soient faits, le ferrailage final adopté pour les poutres est comme suit:

Poutre principale (30 x40)	P.P Adhérent aux voile	P.P Loin de voile
Appuis sup	3HA16+6HA14	3HA16+2HA14
Appuis inf	3HA16+3HA14	3HA16
En travée	3HA16	3HA16
Poutre secondaire (30 x35)	P.S Adhérent aux voile	P.S Loin de voile
Appuis sup	3HA16+6HA12	3HA16
Appuis inf	3HA16+3HA12	3HA16
En travée	3HA16	3HA16

Tableau VI.55 le ferrailage final adopté pour les poutres.

VI.3 Les voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armature verticale.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles.

- Voiles longitudinaux
- Voiles transversaux

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC, 1er étage.
- **Zone II** : 2ème, 3ème et 4ème, 5ème étage.
- **Zone III** : 6ème, 7ème 8ème, 9ème étage ;

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit:

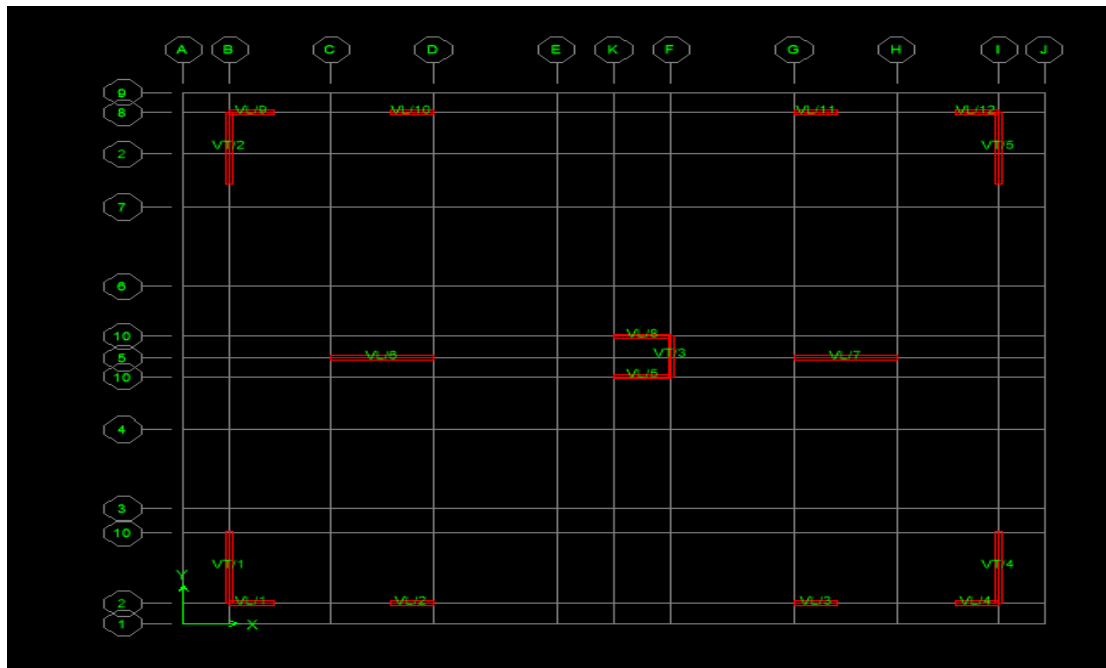


Figure VI.67 La disposition des voiles.

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$
- Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : $\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$

Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une consolaée castrées a base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{L} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{L} < 1,5$

Recommandation du RPA99version2003

VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N ; M)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile., $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V = V'$: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ (Art 7.7.4 RPA99/mod2003)}$$

Avec **he**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : **Lt** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes

Des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal Ni	L'effort normal Ni+1
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.56 Tableau des efforts normaux.

VI-3-3 Détermination des armatures

➤ Armatures verticales

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.57 Tableau des armatures verticales.

Avec :

B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

➤ **Armatures minimales**

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la Direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec B : section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Exigences de R PA 99 révisé 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

Globalement dans la section du voile **15 %**.

En zone courantes **0.10 %**

➤ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales	
BEAL91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$	RPA2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

➤ **Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

Vu : 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 du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

➤ **Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

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**

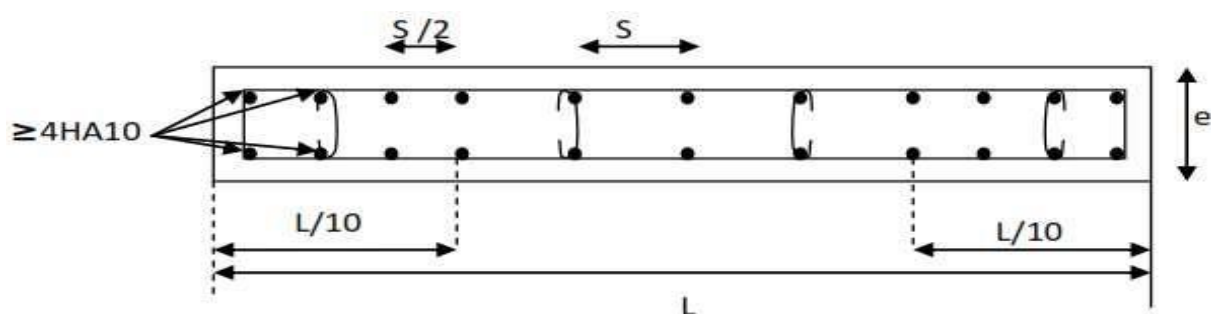
Elles doivent être égales à :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de



l'épaisseur du voile.

Figure VI.68 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.4 Vérifications

VI.3.4.1 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort: $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ et } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

D'ou : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

VI.3.5 Calcul des contraintes

 Voiles longitudinales

Voile longitudinale VL1 : Longueur: 1,5m Epaisseur: 0,2

Zone	ET	S (m ²)	I(m ⁴)	Effort N (KN)	Moment (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	RDC ET1	0,25	0.032	Nmax=-2054.5	Mcorr=-2.448	GQEY	-8.265	-8.170	SEC
				Nmin=804.68	Mcorr=118.886	GQEY	5.501	0.936	SET
				Ncor=-1331.17	Mmax=-563.503	GQEX	-16.143	5.494	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	0.255	0.034	Nmax=-1339.08	Mcorr= -3.582	GQEY	-5.317	-5.185	SEC
				Nmin=267.03	Mcorr=149.277	GQEY	3.802	-1.707	SPC
				Ncorr=-338.343	Mmax=-749.85	GQEX	-9.184	3.303	SPC
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	0,26	0.036	Nmax=-651.24	Mcorr= 5.553	GQEX	-2.406	-2.603	SEC
				Nmin= 55.12	Mcorr=64.002	GQEX	1.348	-0.924	SPC
				Ncorr=-97.59	Mmax=221.081	GQEX	3.549	-4.299	SPC

Tableau VI.58 Récapitulatif des contraintes de VL1.

Voile longitudinale VL2 : -Longueur : 1,97m Epaisseur : 0,20m

Zone	ET	S (m ²)	I(m ⁴)	Effort N(KN)	Moment (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	RDC ET1	0.344	0.084	Nmax=-2165.58	Mcorr=-2.747	GQEY	-6.323	-6.267	SEC
				Nmin=261.12	Mcorr=150.48	GQEY	2.285	-0.766	SPC
				Ncor=-423.21	Mmax=902.759	GQEXM	7.924	-10.384	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	0.349	0.088	Nmax=-1401.28	Mcorr= -7.562	GQEY	-4.089	-3.940	SEC
				Nmin=-203.53	Mcorr=121.534	GQEY	0.614	-1.780	SPC
				Ncorr=-676.26	Mmax=476.184	GQEX	2.753	-6.629	SPC
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	0.354	0.092	Nmax=-603.31	Mcorr= -1.536	ELU	-1.718	-1.689	SEC
				Nmin= 8.11	Mcorr=1.508	GQEY	0.037	0.008	SET
				Ncorr=-540.07	Mmax=-258.859	GQEX	-3.902	1.054	SPC

Tableau VI.59 Récapitulatif des contraintes de VL2.

Voile longitudinale VL3 : -Longueur : 3,52m

Epaisseur : 0,2m

Zone	ET	S (m ²)	I (m ⁴)	Effort N(KN)	Moment (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	RDC ET1	0.604	0.459	Nmax=-2394.92	Mcorr=0.053	ELU	-3.964	-3.965	SEC
				Nmin=-1228.58	Mcorr=509.442	08GEX	-0.358	-3.709	SEC
				Ncor=-1866.3	Mmax=-3742.22	GQEX	-15.399	9.219	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	0.614	0.482	Nmax=-2115.4	Mcorr= 0.119	ELU	-3.444	-3.445	SEC
				Nmin=-740.02	Mcorr=436.427	08GEX	0.183	-2.594	SPC
				Ncorr=-1655.23	Mmax=-2468.96	GQEX	-10.554	5.163	SPC
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	0.624	0.506	Nmax=-1168.89	Mcorr= 0.214	ELU	-1.872	-1.873	SEC
				Nmin= -123.65	Mcorr=48.156	08GEX	-0.049	-0.346	SEC
				Ncorr=-844.11	Mmax=-814.734	GQEX	-3.863	1.158	SPC

Tableau VI.60 Récapitulatif des contraintes de VL3



Voile transversal

Voile transversale VT1:

-Longueur :3,50m

-Epaisseur:0,20m

Zone	ET	S (m ²)	I(m ⁴)	Effort N(KN)	Moment (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	RDC ET1	0.65	0.572	Nmax=-2682.47	Mcorr=-0.745	GQEY	-4.128	-4.124	SEC
				Nmin=-290.64	Mcorr=1258.516	GQEY	3.127	-4.021	SPC
				Ncor=-346.34	Mmax=3845.611	GQEY	10.389	-11.455	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	0.655	0.585	Nmax=-1983.79	Mcorr= -7.229	GQEX	-3.048	-3.008	SEC
				Nmin=-474.03	Mcorr=75.609	08GEX	-0.512	-0.935	SEC
				Ncorr=-974	Mmax=-2321.58	GQEY	5.006	-7.980	SPC
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	0.66	0.598	Nmax=-947.46	Mcorr= -0.081	ELU	-1.435	-1.435	SEC
				Nmin= -10.64	Mcorr=209.029	GQEY	0.559	-0.591	SPC
				Ncorr=-424.27	Mmax=707.671	GQEX	1.306	-2.592	SPC

Tableau VI.61 Récapitulatif des contraintes de VT1.

Voile transversale VT2 : -Longueur : 1,97m

-Epaisseur : 0,20m

Zone	ET	S (m ²)	I (m ⁴)	Effort N(KN)	Moment (KN.m)	Comb	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Type de section
Zone I	RDC ET1	0.344	0.084	Nmax=-2012.1	Mcorr=-7.994	GQEX	-5.930	-5.768	SEC
				Nmin=157.83	Mcorr= 10.821	GQEXM	0.568	0.349	SET
				Ncor=-935.28	Mmax=987.43	GQEY	7.294	-12.731	SPC
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	0.349	0.088	Nmax=-1338.48	Mcorr= -3.803	GQEX	-3.872	-3.797	SEC
				Nmin=-249.77	Mcorr=16.878	GQEXM	-0.549	-0.881	SEC
				Ncorr=-811.35	Mmax=619.164	GQEY	-8.424	3.775	SPC
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	0.354	0.092	Nmax=-593.28	Mcorr= -0.075	ELU	-1.676	-1.675	SEC
				Nmin= 30.56	Mcorr=21.508	GQEX	0.292	-0.119	SPC
				Ncorr=-401.41	Mmax=319.063	GQEY	1.921	-4.189	SPC

Tableau VI.62 Récapitulatif des contraintes de VT2

VI.3.6 Exemple de calcul de voile :

✓ Cas d'une section partiellement comprimée :

N.B : on travaille avec les contraintes les plus défavorables

Longueur de voile : L = 1,97 m

$$\sigma_{max} = 7,924 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -10,384 \text{ MPa}$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{7,924}{7,924 + 10,384} \times 1,72 = 0,74 \text{ m}$$

Longueur de la zone comprimée : L_c = L - L_t = 1,72 - 0,74 = 0,98 m

Armatures verticales :

-Calcul de l'effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_T}{2} \times L_T \times e = \frac{7,924 + 10^3}{2} \times 0,74 \times 0,2$$

$$N_1 = 586,376 \text{ KN}$$

-Calcul de la section d'armature nécessaire :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} = \frac{586,376}{40} = 14,65 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (cas de situation courants)

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ (cas de situation accidentelle)

-Section d'armature minimal : le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% (Art 7.7.4.1 RPA99 / V 2003)

Armature de couture : (Art 7.7.4.3. RPA99 / V 2003)

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = A_{vj} = 1.1 \frac{252,36 \times 1,4}{40} = 9,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ RPA}} = 0,002 \times L_t \times e = 0,002 \times 20 \times 74 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{740 \times 200 \times 2,1}{400} = 7,77 \text{ cm}^2$$

- Armature de couture pour la zone tendue (pour $L_t = 0,74 \text{ m}$) : $A_{vj} = 4,17 \text{ cm}^2$
- Section d'armature total : $A_{st} = A_{v1} + A_{vj} = 14,05 + 4,17 = 18,91 \text{ cm}^2$
- Section d'armature par nappe :

$$\frac{A_{st}}{2} = \frac{18,91}{2} = 9,455 \text{ cm}^2$$

- Choix de ferrailage : 2 x5HA 14 (esp 10 cm) + 2 x5HA 14 (esp 15) = 30.8 cm²

Armature horizontaux :

D'après le (BEAL 91 modifiée 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{18,91}{4} = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$AH=0,15\% \times Lt \times e = 0,0015 \times 74 \times 20 = 2,22 \text{ cm}^2$$

RPA99/V2003

$$AH=0,10\% \times Lt \times e = 0,0010 \times 74 \times 20 = 1,48 \text{ cm}^2$$

RPA99/V2003

Choix de ferrailage : 20HA14=30.8cm²

✓ **Cas de section entièrement tendue :**

N.B : on travail avec les contraintes les plus défavorable

. Longueur de voile : $L = 1,5 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = 5,501 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0,936 \text{ MPa}$$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L = 1,25 \text{ m}$

Longueur de la zone comprimée : $L_c = L - L_t = 0 \text{ m}$

Armatures verticales :

-Calcul de l'effort normal :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_{max}}{2} \times l_T \times ep = 804.62 \text{ KN}$$

$$A_{vi} = \frac{804.62}{40} = 20.11 \text{ cm}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1,4 \times 201,77}{40} = 7,76$$

D0nc $A_{TOT} = 20.11 + 7.76 = 27.87 \text{ m}^2$.

-Section d'armature par nappe : $Ast = \frac{A_{TOT}}{2} = \frac{27.87}{2} = 13.93 \text{ cm}^2$

-Choix de ferrailage : 2(4HA 16 + 4HA 14)=28.38 cm² espacées de 15 cm

VL1.5 m

		ZONEI		ZONEII		ZONEIII	
L(m)		1.25		1.275		1.3	
Ep(m)		0,2		0,2		0,2	
Type de section		SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)		1.25	0.31	0.88	0.33	0.77	0.58
Lc(m)		0	0.93	0.39	0.94	0.53	0.72
Efforts tranchant		201.77	201.77	154.67	154.67	129.86	129.86
Nt(KN)		804.62	174.40	334.51	111.41	103.97	208.63
Av(cm ²)		20.11	4.36	8.36	2.78	2.59	5.21
Avj(cm ²)		7.76	7.76	5.95	5.95	4.99	4.99
Avj pour LT (cm ²)		7.76	1.92	4.10	1.54	2.95	2.22
Atotale adopté(cm ²)		27.87	6.28	12.46	4.32	5.54	7.43
Amin RPA(cm ²)		5	1.24	3.52	1.32	3.08	2.32
Amin BAEL(cm ²)		13.12	3.25	9.24	3.46	8.08	6.09
Atotale adopté/nappe(cm ²)		13.93	3.14	6.23	2.12	2.77	3.72
Armatures horizontale (BAEL)(cm ²)		6.96	1.57	3.12	1.08	1.39	1.86
Armatures horizontale(BAEL)/nappe(cm ²)		3.48	0.79	1.56	0.54	0.69	0.93
Armatures horizontale(RPA)(cm ²)		3.75	0.93	2.64	0.99	2.31	1.74
Ferraillage adopté pour la section totale de voile(cm ²)	Av	2*(4HA16+4HA14) Espacé de 15cm		2*(4HA14+4HA12) Espacée de 15cm		2*(4HA14+4HA12) Espacée de 15cm	
	Section totale adopté	28.38		21.34		21.34	

VL1.97m

		ZONEI		ZONEII		ZONEIII	
L(m)		1.72		1.745		1.77	
Ep(m)		0,2		0,2		0,2	
Type de section		SPC	SPC	SPC	SPC	SET	SPC
Lt(m)		1.28	0.74	0.44	0.51	1.77	0.37
Lc(m)		0.44	0.98	1.30	1.23	0	1.4
Efforts tranchant		252.36	252.36	176.44	176.44	131.9	131.9
Nt(KN)		294.26	589.90	27.48	141.02	7.965	39.72
Av(cm ²)		7.35	14.74	0.68	3.52	0.199	0.99
Avj(cm ²)		9.71	9.71	6.79	6.79	5.07	5.07
Av jpourLT(cm ²)		7.22	4.17	1.71	1.98	5.07	1.05
Atotale adopté(cm ²)		14.57	18.91	2.39	5.5	5.27	2.04
Amin RPA(cm ²)		5.12	2.96	1.76	2.04	7.08	1.48
Amin BAEL(cm ²)		13.44	7.77	4.62	5.35	18.58	3.88
Atotale adopté/nappe(cm ²)		7.28	9.45	1.19	2.75	2.63	1.02
Armatures horizontale (BAEL)(cm ²)		3.64	4.72	0.60	1.37	1.31	0.51
Armatures horizontale(BAEL)/nappe(cm ²)		1.82	2.36	0.29	0.69	0.65	0.26
Armatures horizontale(RPA)(cm ²)		3.84	2.22	1.32	1.53	5.31	1.11
Ferrailage adopté pour la section totale de voile(cm ²)	Av	2*5HA14 Espacée de 10 cm + 2*5HA14 Espacée de 15 cm		2*5HA12 Espacée de 10 cm + 2*5HA12 Espacée de 15 cm		2*5HA12 Espacée de 10 cm + 2*5HA12 Espacée de 15 cm	
	Section totale adopté	30.8		22.6		22.6	

VL3.52m

		ZONEI	ZONEII		ZONEIII
L(m)		3.02	3.07		3.12
Ep(m)		0,2	0,2		0,2
Type de section		SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)		1.13	0.20	1	0.71
Lc(m)		1.89	2.87	2.07	2.14
Efforts tranchant		891.39	752	752	333.15
Nt(KN)		1042.68	3.73	520.66	83.33
Av(cm ²)		26.06	0.09	13.01	2.08
Avj(cm ²)		34.31	28.95	28.95	12.82
Avj pourLT(cm ²)		12.83	1.88	9.42	2.91
Atotale adopté(cm ²)		38.89	1.97	22.43	4.99
Amin RPA(cm ²)		4.52	0.8	4	2.84
Amin BAEL(cm ²)		11.86	2.1	4	7.45
Atotale adopté/nappe(cm ²)		19.44	0.99	11.21	2.50
Armatures horizontale (BAEL)(cm ²)		9.72	0.50	5.60	1.24
Armatures horizontale(BAEL)/nappe (cm ²)		4.86	0.25	2.8	0.62
Armatureshorizontale(RP A)(cm ²)		3.39	6	3	2.13
Ferrailage adopté pour la section totale de voile(cm ²)	Av	2*(6HA16+6HA16) Espacée de 10 cm	2*(6HA14+6HA14) Espacée de 10 cm		2*(6HA12+6HA12) Espacée de 10 cm
	Section totale adopté	48.24	36.92		27.12

VT3.5m

		ZONEI		ZONEII	ZONEIII	
L(m)		3.25		3.275	3.3	
Ep(m)		0,2		0,2	0,2	
Type de section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)		1.42	1.54	1.26	1.6	1.1
Lc(m)		1.83	1.71	2.01	1.7	2.2
Efforts tranchant		868.33	868.33	736.93	410.53	410.53
Nt(KN)		444.62	1605.95	632.08	89.76	144.5
Av(cm ²)		11.11	40.14	15.80	2.24	3.61
Avj(cm ²)		33.43	33.43	28.37	15.80	15.80
Avj pour LT (cm ²)		14.60	15.84	10.91	7.66	5.26
Atotale adopté(cm ²)		25.71	55.98	26.71	9.9	8.87
Amin RPA(cm ²)		5.68	6.16	5.04	6.4	4.4
Amin BAEL(cm ²)		14.91	16.17	13.23	16.8	11.55
Atotale adopté/nappe(cm ²)		12.85	27.99	13.36	4.95	4.44
Armatures horizontale (BAEL)(cm ²)		6.42	13.9	6.67	2.48	2.22
Armatures horizontale(BAEL)/nappe(cm ²)		3.21	6.95	3.33	1.24	1.11
Armatures horizontale(RPA)(cm ²)		4.26	4.62	3.78	4.8	3.3
Ferrailage adopté pour la section totale de voile(cm ²)	Av	2*(7HA16+7HA16) Espacée de 10cm		2*(7HA14+7HA14) Espacée de 10cm	2*(7HA12+7HA12) Espacée de 10cm	
	Section totale adopté	56.28		43.08	31.68	

VT1.97m

		ZONEI		ZONEII	ZONEIII	
L(m)		1.72		1.745	1.77	
Ep(m)		0,2		0,2	0,2	
Type de section		SET	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)		1.72	0.62	0.53	1.25	0.55
Lc(m)		0	1.1	1.21	0.52	1.22
Efforts tranchant		375.88	375.88	298.16	202.39	202.39
Nt(KN)		157.72	456.97	203.86	36.70	106.93
Av(cm ²)		3.94	11.42	5.09	0.91	2.67
Avj(cm ²)		14.47	14.47	11.47	11.47	7.79
Avj pour LT (cm ²)		14.47	5.21	3.48	8.10	2.42
Atotale adopté(cm ²)		18.41	16.63	8.57	9.01	5.09
Amin RPA(cm ²)		6.88	2.48	2.12	5	2.2
Amin BAEL(cm ²)		18.06	6.51	5.56	13.12	5.77
Atotale adopté/nappe(cm ²)		9.20	8.31	4.28	4.50	2.54
Armatures horizontale (BAEL)(cm ²)		4.60	4.15	2.14	2.25	1.27
Armatures horizontale(BAEL)/nappe(cm ²)		2.3	2.07	1.07	1.12	0.63
Armatures horizontale(RPA)(cm ²)		5.16	1.86	1.59	3.75	1.65
Ferrailage adopté pour la section totale de voile(cm ²)	Av	2*(6HA14+6HA14) Espacée de 15cm		2*(6HA12+6HA12) Espacée de 15cm	2*(6HA12+6HA12) Espacée de 15cm	
	Section totale adopté	36.92		27.12	27.12	

VI.3.7 Vérifications des contraintes:

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

VL1.5m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte De cisaillement (RPA)	Contrainte De cisaillement (BAEL)	τ_{bRPA}	τ_{bBAEL}	obs
Zone I	RDC ET1	201.77	1.04	0.74	5	2,5	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	154.67	0.80	0.57	5	2,5	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	129.86	0.67	0.48	5	2,5	CV

VL1.97m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_{bRPA}	τ_{bBAEL}	obs
Zone I	RDC ET1	252.36	0.99	0.71	5	2,5	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	176.44	0.69	0.49	5	2,5	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	131.9	0.52	0.37	5	2,5	CV

VL3.52m

Zone	Etages	Effort tranchant (KN)	Contrainte de Cisaillement (RPA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_b RPA	τ_b BAEL	obs
Zone I	RDC ET1	891.39	1.96	1.4	5	2,5	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	752	1.66	1.2	5	2,5	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	333.15	0.73	0.52	5	2,5	CV

VT1.97m

Zone	Etages	Effort tranchant(KN)	Contrainte de cisaillement (RPA)	De Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_b RPA	τ_b BAEL	obs
Zone I	RDC ET1	375.88	1.5	1.06	5	2,5	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	298.16	1.2	0.84	5	2,5	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	202.39	0.8	0.6	5	2,5	CV

VT3.5m

Zone	Etages	Effort tranchant(KN)	Contrainte de cisaillement(R PA)	Contrainte de cisaillement (BAEL)	τ_{bRPA}	τ_{bBAEL}	obs
Zone I	RDC ET1	868.33	1.9	1.37	5	2,5	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	736.93	1.6	1.16	5	2,5	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	410.53	0.91	0.65	5	2,5	CV

VI.3.8 Vérifications a ELS

VL1.5m

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton $\sigma_b(MPa)$	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b(MPa)$	obc
Zone I	RDC ET1	978.23	0.25	28.38	3.34	15	Cv
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	855.48	0.255	21.34	2.98	15	Cv
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	470.32	0.26	21.34	1.61	15	Cv

VL 1.97m

Zone	Etages	Effort Normal (KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton σ_b (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obc
Zone I	RDC ET1	967.41	0.344	30.8	2,48	15	Cv
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	823.82	0.349	22.6	2,15	15	Cv
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	441.59	0.354	22.6	1,13	15	Cv

VL3.52m

Zone	Etages	Effort Normal(KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton σ_b (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obc
Zone I	RDC ET1	1751.13	0.604	48.24	2,61	15	Cv
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	1546.57	0.614	36.92	2,31	15	Cv
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	854.74	0.624	27.12	1,28	15	Cv

VT3.5m

Zone	Etages	Effort Normal(KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton σ_b (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obc
Zone I	RDC ET1	1514.4	0.65	56.28	2,06	15	CV
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	1292.93	0.655	43.08	1,79	15	CV
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	693.61	0.66	31.68	0,98	15	CV

VT1.97m

Zone	Etages	Effort Normal(KN)	Section brute	Section d'armature	Contrainte dans le béton σ_b (MPa)	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	obc
Zone I	RDC ET1	942.13	0.344	36.92	2,35	15	Cv
Zone II	ET2 ET3 ET4 ET5	809.12	0.349	27.12	2,07	15	Cv
Zone III	ET6 ET7 ET8 ET9	434.28	0.354	27.12	1,1	15	Cv

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées.
- **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 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 lors que le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 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 **2 bars**.
- ✓ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

VII.3 Choix du type de fondation

VII.3.1 Dimensionnement

a. **Semelles isolées (sous un efforts N)**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

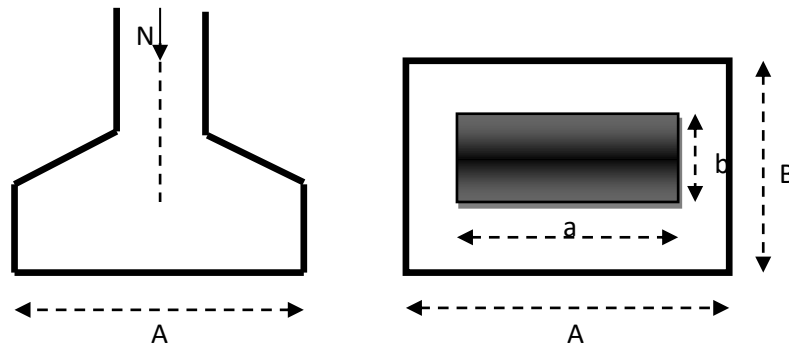


Figure VII.1 : dimensionnement d'une fondation

Combinaison de calcul	$G+Q+E, 0,8G+E$ (RPA2003, Art10.1.4.1)
Méthode de calcul	<p>Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 = k$ donc: $A = B$ (poteau carré)</p> <p>alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$</p>
N_{max}	$N_{max} = 1508.25 \text{ KN}$
σ_{sol}	$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPA}$
Les dimensions adoptées	<p>donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{1508.25}{200}} = 2.74$</p> <p>$A = B = 3 \text{ m}$</p>
<p><i>L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement,</i></p> <p><i>Alors il faut opter pour des semelles filantes.</i></p>	

Tableau VII.63 Dimensionnement des semelles isolées.

b. Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

- **Sous voiles :**

- Sens longitudinal :

voiles	$N_s(Kn)$	L(m)	Nombre	B(m)	$S=B \times L \times N (m^2)$
VL ₁	657.53	1.5	8	2.19	26.28
VL ₂	491.03	1.97	2	1.24	4.88
VL ₃	503.04	3.52	2	0.71	4.99
$\Sigma =$					36.15

Tableau VII.64 Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

- Sens transversal:

voiles	$N_s(KN)$	L(m)	Nombre	B(m)	$S=B \times L \times N (m^2)$
VT ₁	430.57	3.52	4	0.61	8.58
VT ₂	475.81	1.97	1	1.2	4.17
					12.75

Tableau VII.65 Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 36.15 + 12.75 = 48.90 \text{ m}^2$

- Sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C10	643.96	-3.736	-13.22	-8513.1512
C13	1268.06	1.048	-9.72	-12325.5432
C14	1446.32	0.607	-6.2	-8967.184
C17	1508.25	0.313	-1.97	-2971.2525
C18	1497.41	0.143	1.97	2949.8977
C21	1446.87	-0.132	6.2	8970.594
C22	1271.33	-0.567	9.72	12357.3276
C25	636.56	4.153	13.22	8415.3232
Somme	9688.76	1.82	0	-83.9884

Tableau VII 66 Surface des semelles filantes sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 9688.76 \text{ kN}$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-83.9884 + 1.82}{9688.76} = -0.008 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -0.008 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{29.6}{6} = 4.93 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{9688.76}{29.6} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.008)}{29.6} \right) = 327.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9688.76}{29.6} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.008)}{29.6} \right) = 326.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{9688.76}{29.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.008)}{29.6} \right) = 327.05 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{327.05}{200} = 1.6 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1.6 \text{ m}$

$$\text{On aura : } S = 1.6 \times 29.6 = 47.36 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = B \times l \times n = 1.6 \times 29.6 \times 8 = 378.88 \text{ m}^2.$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 378.88 + 48.9 = 427.78 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 763.68 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{427.78}{763.68} \times 100 = 56 \%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

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.4 Pré dimensionnement du radier

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$ <p>Avec: K=40 MPa pour un sol moyen. Lmax=4,60m.</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.6\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.93\text{m}$	h=100cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$ $\frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57.5 \text{ cm} \leq h \leq 92 \text{ cm}$	
Dalle	La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante: $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>Avec :un minimum de 25cm</p> $h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$	hd= 30	
Nervure(poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$ $0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$ $0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$	hn=100 bn= 60	

Tableau VII.67 Dimensionnement de radier général.

VII.5 Calcul de la surface nécessaire au radier

Chargement	Charge permanente de la structure	G= 59804.92 KN
	Charge d'exploitation de la structure	Q= 8984.79 KN.
Combinaison d'actions	ELU	$N_u = 1.35G + 1.5Q$ $1.35 \times 59804.92 + 1.5 \times 8984.79 = \mathbf{94213.82 \text{ KN}}$
	ELS	$N_s = G + Q = 59804.92 + 8984.79 = \mathbf{68789.71 \text{ KN}}$
la surface du radier	ELU	$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{94213.82}{1.33 \times 200} = \mathbf{354.18 \text{ m}^2}$
	ELS	$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{68789.71}{200} = \mathbf{343.94 \text{ m}^2}$
Surface adoptée	S_{rad}=max(S_{radier}ELU , S_{radier}ELS)=354.18 m²	
La surface du bâtiment	S_{batiment}= 763.68m²	
Conclusion	<p>S_{ba}=763.68 m²>S_{ra}=354.18 m²</p> <p>On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord Minimal que nous imposent les règles du BAEL</p>	
Longueur de débord	$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$ $L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$	
Surface de débord	$S_{\text{déb}}=P.L_{\text{déb}}$ $=56.4\text{m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{\text{rad}}=S_{\text{bat}}+S_{\text{deb}}$ $=763.68+56.4=\mathbf{820.08\text{m}^2}$	

Tableau VII.68 Surface du radier général.

VII.6 Calcul des sollicitations à la base du radier

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 59804.92 KN	
	Poids de radier	Poids de la dalle:	$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 820.08 \times 0.30 \times 25$	6150.6 KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(L_x.n + L_y. m)$ $P_{nerv} = 0.6 \times (1 - 0.3) \times 25 \times (29.6 \times 8 + 25.8 \times 7)$	4382.7 KN
		Poids de TVO	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(L_x.n + L_y. m)$ $= 0.60 \times 417.4 = 250.44 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (820.08 - 250.44) \times 0.7 \times 17$	6778.71KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot e_{pdalle\ flottante} \cdot \rho_b$ $P_{df} = S_{rad} \cdot X \cdot e_p \times \rho_b \quad (e_p=15\text{cm}).$ $P_{dalle\ flottante} = 820.08 \times 0,15 \times 25$	3075.3KN
Poids de radier: Σ			20387.31KN.	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		8984.79 KN.	
	Surcharge du radier : Q = 1.5 X 820.08		1230.12 KN	
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 59804.92 + 20387.31$		80192.23 KN	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 8984.79 + 1230.12$		10214.91 KN	
Combinaisons	A l'ELU: $N_U = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 80192.23 + 1.5 \times 10214.91$		123581.87KN	
	A l'ELS: $N_S = G + Q = 80192.23 + 10214.91$		90407.14 KN	

Tableau VII.69 Sollicitations à la base du radier.

VII.7 Vérifications

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq 2.5 \text{ MPa}$ <p>Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$</p> $T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{123581.87 \times 1}{820.08} \times \frac{4.60}{2}$ $= 346.59 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{346.59 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.28 \text{ MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Vérification de la stabilité du radier :

▲ Sens longitudinal :	Calcul du centre de Gravité du radier	$XG = \frac{\sum SiXi}{\sum Si}$	14.8 m	
	Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{25.8 \times 29.6^3}{12}$	55758.82m ⁴	
	Moment à la base	$M=M_0+ T_0.h$ $M_x = 81078.97+ 3875.69 \times 0.1 = \mathbf{81466.53 \text{ KN.m}}$		
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{123581.87}{820.08} + \frac{81466.53}{55758.82} \times 14.8 = \mathbf{172.31 \text{ KN/m}^2}$		
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{123581.87}{820.08} - \frac{81466.53}{55758.82} \times 14.8 = \mathbf{129.07 \text{ KN/m}^2}$		
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\leq 1.33 \sigma_{sol}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 172.31 + 129.07}{4} = \mathbf{161.5 \text{ KN/m}^2}$		
	Observation	$\sigma_m = 161.5 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = \mathbf{266 \text{ KN / m}^2}$		CV
	l'ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90407.14}{820.08} + \frac{81078.97}{55758.82} \times 14.8 = \mathbf{131.76 \text{ KN/m}^2}$		
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90407.14}{820.08} - \frac{81078.97}{55758.82} \times 14.8 = \mathbf{110.24 \text{ KN/m}^2}$		
$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\leq \sigma_{sol}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 131.76 + 110.24}{4} = \mathbf{126.38 \text{ KN/m}^2}$			
Observation	$\sigma_m = 126.38 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$		CV	

Tableau VII.70 Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	12.9m	
	Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{29.6 \times 25.8^3}{12}$	42361.32m ⁴	
	Moment à la base	M=M0+ T0.h M _{0Y} = 85386.78 KN.m T _{0Y} = 4077.98 KN M _Y = 85386.78 + 4077.98 × 0.1 = 85794.57 KN.m		
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{123581.87}{820.08} + \frac{85794.57}{42361.32} \times 12.9 = \mathbf{176.82 \text{ KN/m}^2}$		
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{123581.87}{820.08} - \frac{85794.57}{42361.32} \times 12.9 = \mathbf{124.56 \text{ KN/m}^2}$		
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\leq 1.33 \sigma_{sol}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 176.82 + 124.56}{4} = \mathbf{163.75 \text{ KN/m}^2}$		
	Observation	$\sigma_m = 163.75 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = \mathbf{266 \text{ KN/m}^2}$	CV	
	I'ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90407.14}{820.08} + \frac{85794.57}{42361.32} \times 12.9 = \mathbf{136.36 \text{ KN/m}^2}$		
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90407.14}{820.08} - \frac{85794.57}{42361.32} \times 12.9 = \mathbf{84.11 \text{ KN/m}^2}$			
$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\leq \sigma_{sol}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 136.36 + 84.11}{4} = \mathbf{123.29 \text{ KN/m}^2}$			

Observation	$\sigma_m = 123.29 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN / m}^2$ CV.
-------------	---

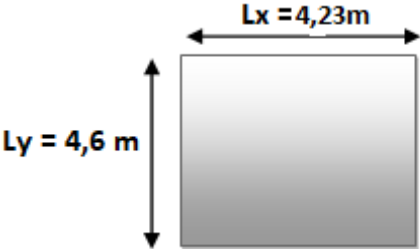
Tableau VII.71 Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

VII.8 Ferrailage du radier

VII.8.1 Ferrailage des panneaux

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_{max} , la contrainte de l'eau Poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

- **Chargements**

Dimension :Panneau le plus sollicitée		
Domaine de portance	Le panneau de dalle porte dans les deux sens. $\rho = \frac{l_x}{l_y}$	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\text{max}} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(161.5; 163.75) = 163.75 \text{KN/m}^2$

	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(126.38; 123.29) = 126.38 \text{ KN/m}^2$
Chargements	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(163.75 - \frac{20387.31}{820.08}\right) \times 1\text{m} = 138.88 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(126.38 - \frac{20387.31}{820.08}\right) \times 1\text{m} = 101.51 \text{ KN/ml}$

Tableau VII.72 Chargements de la dalle du radier à ELU et ELS respectivement.

• **Sollicitations :**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_{0y} = \mu_y M_x$

	ELU	ELS
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\rho = 0.91$	
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0.2$
μ_x	0.0448	0.0519
μ_y	0.798	0.861
M_{0x}	$0.0448 \times 138.88 \times 4.23^2$ = 111.32 KN.m	$0.0519 \times 101.51 \times 4.23^2$ = 94.26 KN.m
M_{0y}	0.798×111.32 = 88.83 KN.m	$0.861 \times 94.26 = 81.15 \text{ KN.m}$

Tableau VII.73 Moments de la dalle du radier à ELU et ELS respectivement.

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

A l'ELU :**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 111.32 = \mathbf{83.49 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 88.83 = \mathbf{66.62 \text{ KN.m}}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 111.32 = \mathbf{-55.66 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 88.83 = \mathbf{-44.41 \text{ KN.m}}$$

A l'ELS :**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 94.26 = \mathbf{70.69 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 81.15 = \mathbf{60.86 \text{ KN.m}}$$

Moments aux appuis :

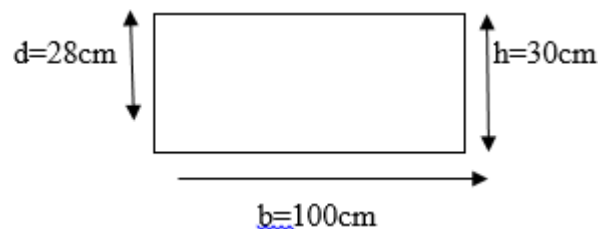
$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 94.26 = \mathbf{-47.13 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 81.15 = \mathbf{-40.57 \text{ KN.m}}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion simple. Comme $M_{xt} = M_{yt}$

Ferrailage :

- Ferrailage (flexion simple) :



On opte le même ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \implies \text{SSA} \implies A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	55.66	0.054	0.972	SSA	6.09	6HA12 = 6.78
	Travée	83.49	0.080	0.958	SSA	9.2	6HA14 = 9.23
yy	Appuis	44.41	0.042	0.979	SSA	4.82	6HA12 = 6.78
	Travée	66.62	0.064	0.967	SSA	7.33	6HA14 = 9.23

Tableau VII.74 Ferrailage du radier.

- **Vérification à L'ELU**

a)Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

Sens X-X			
Condition de non fragilité	$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$ <p>Avec : ω₀ = 0.0008 pour fe 400</p> $A_{min}^x = A_{min}^y \geq 0.0008 \frac{3 - 0.91}{2} \times 100 \times 30 = \mathbf{2.50 \text{ cm}^2}$		
	Sur appuis	A _x ^a = 6.78	A _x > A _x ^{min} → Condition vérifiée.
	En travée	A _x ^t = 9.23	A _x > A _x ^{min} → Condition vérifiée
	Sur appuis	A _y ^a = 6.78	A _y > A _x ^{min} → Condition vérifiée
	En travée	A _y ^t = 9.23	A _y > A _x ^{min} → Condition vérifiée

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L _x : $S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	En travée : St=15cm. En appuis : St=15cm
	Sens L _y : $S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En travée : St=15cm En appuis : St=15cm

Contrainte tangentielle :	
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$	
L'effort Tranchant	<p style="text-align: center;">p</p> $p = q_{um} l_x l_y = 138.88 \times 4.23 \times 4.60 = 2702.32 \text{KN/m}^2$
	<p style="text-align: center;">Vu</p> <p>Sens x-x : $V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2702.32}{3 \times 4.6} = 195.82 \text{ KN}$</p> <p>Sens y-y : $V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2702.32}{2 \times 4.6 + 4.23} = 201.21 \text{ KN}$</p>
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$	$\tau_u = \frac{201.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.74 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$
Observation	$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

• **Vérification des contraintes :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

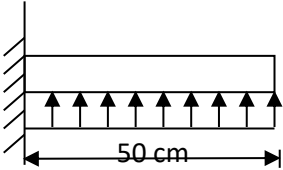
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.78	47.13	0.252	0.920	47.48	279.84	348	5.89	15	Cv
	Travée	9.23	70.69	0.342	0.909	39.95	312.05	348	7.81	15	Cv
yy	Appuis	6.78	40.57	0.252	0.920	47.48	240.89	348	5.07	15	Cv
	travée	9.23	60.86	0.342	0.909	39.95	268.65	348	6.72	15	Cv

Tableau VII.75 Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux

VII.8.2. Ferrailage du débord :

	Longueur	L=0,50m.
	ELU: Pu=qu	138.88 KN/ml
	ELS: Ps=qs	101.51 KN/ml
sollicitation	$M_z = q_u \cdot x^2 / 2$	$M_z = -17.36 \text{ KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	$M_z = -12.68 \text{ KN.m (ELS)}$

- **Calculs des armatures:**

$$b = 100 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.36 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.992 \times 270 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.36 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 (\text{SSA})$		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0.992$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.36 \times 10^6}{0.992 \times 270 \times 348}$	$A_s = 1.86 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$	$A_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2$
$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée. Avec un espacement: $S = 25 \text{ cm} < S_{\max} = \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.		
Les armatures de répartition	$A/4 = \frac{4.52}{4}$	1.13 cm^2
$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement: $S = 25 \text{ cm} < S_{\max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.		

Tableau 76 Ferrailage du débord à ELU.

- Vérification l'ELS:

a. Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/Art.A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = K \times \sigma_{st}$ $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$		
Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	25 MPa
Contrainte de béton calculée	$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168$ $\rho_1 = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow \alpha_1 = 0.200$ $K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.200}{15(1 - 0.200)} = 0.016 \text{ MPa}$ $\Sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12.68 \times 10^6}{0.933 \times 270 \times 452} = 111.36 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 111.36$	$\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	0.168 < 15MPa CV

VII-9 Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire :		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 l_x$

Tableau VII.77 Répartition simplifiées des chargements.

• Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(163.75 - \frac{20387.31}{820.08} - \frac{4382.7}{250.44} \right) = 156.38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(126.38 - \frac{20387.31}{820.08} - \frac{4382.7}{250.44} \right) = 119.01 \text{ KN/m}^2$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_S l_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_S l_m$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

Sens longitudinal :

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
<i>travée</i>	<i>panneau</i>	<i>Lx</i>	<i>Ly</i>	<i>P</i>	<i>charge</i>	<i>lm</i>	<i>lt</i>	<i>qu</i>	<i>qs</i>	<i>Qu</i>	ΣQu	<i>Qs</i>	ΣQs	<i>Qu</i>	ΣQu	<i>Qs</i>	ΣQs
A - B	1	3.5	4.6	0.76	triangulaire	1.16	0.87	156.38	119.01	181.40	362.8	138.05	276.1	136.05	272.1	103.53	207.06
	2	3.5	3.85	0.90	triangulaire												
B - C	1	3.52	3.6	0.97	triangulaire	1.17	0.88	156.38	119.01	182.96	365.92	139.24	278.48	137.61	275.22	104.72	209.44
	2	3.52	3.85	0.91	triangulaire												
C - D	1	4.23	4.6	0.91	triangulaire	1.40	1.05	156.38	119.01	218.93	437.86	166.61	333.22	164.19	328.38	124.96	249.92
	2	4.23	3.85	1.0	triangulaire												
D - E	1	3.94	4.6	0.85	triangulaire	1.31	0.98	156.38	119.01	204.85	409.7	155.90	311.8	153.25	306.5	116.62	233.24
	2	3.94	3.85	1.0	triangulaire												
E - F	1	4.23	4.6	0.91	triangulaire	1.40	1.05	156.38	119.01	218.93	437.86	166.61	333.22	164.19	328.38	124.96	249.92
	2	4.23	3.85	1.0	triangulaire												
F-G	1	3.52	4.6	0.76	triangulaire	1.17	0.88	156.38	119.01	182.96	365.92	139.24	278.48	137.61	275.22	104.72	209.44
	2	3.52	3.85	0.91	triangulaire												
G-H	1	3.50	4.6	0.76	triangulaire	1.16	0.87	156.38	119.01	181.40	362.8	138.05	276.1	136.05	272.1	103.53	207.06
	2	3.50	3.85	0.90	triangulaire												

Tableau VII.78 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Sens transversale :

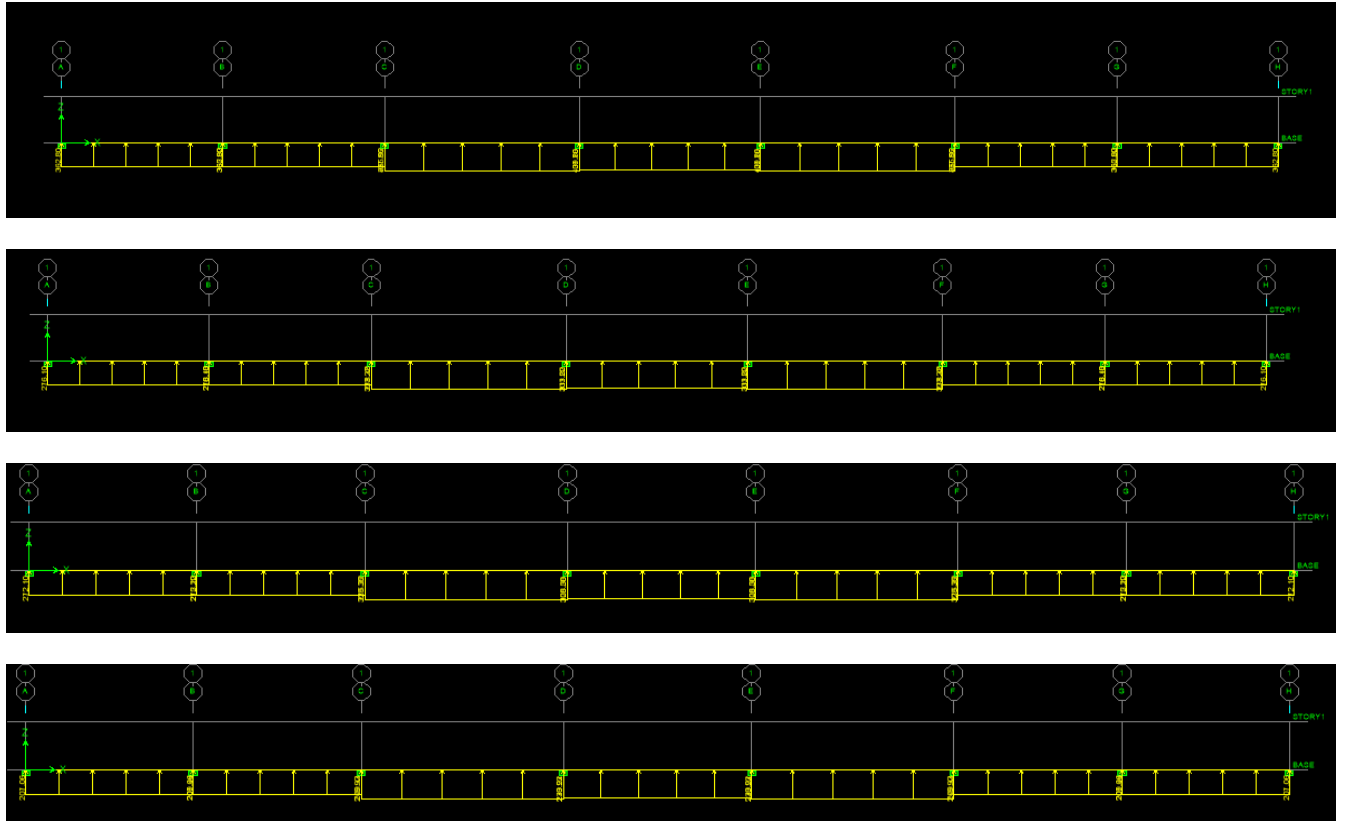
										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1 - 2	1	3.50	4.6	0.76	trapéze	1.41	1.24	156.38	119.01	220.49	442.54	167.80	336.79	193.91	389.38	147.57	296.33
	2	3.52	4.6	0.76	trapéze	1.42	1.25			222.05		168.99		195.47		148.76	
2 - 3	1	3.50	3.85	0.90	trapéze	1.27	1.04	156.38	119.01	198.60	398.76	151.14	303.47	162.63	325.26	123.77	247.54
	2	3.52	3.85	0.90	trapéze	1.28	1.04			200.16		152.33		162.63		123.77	
3 - 4	1	3.50	3.48	1.00	trapéze	1.16	0.87	156.38	119.01	181.40	364.36	138.05	277.29	136.05	273.66	103.53	208.25
	2	3.52	3.48	1.00	trapéze	1.17	0.88			182.96		139.24		137.61		104.72	
4 - 5	1	3.50	3.48	1.00	trapéze	1.16	0.87	156.38	119.01	181.40	363.8	138.05	277.29	136.05	273.66	103.53	208.25
	2	3.52	3.48	1.00	trapéze	1.17	0.88			182.40		139.24		137.61		104.72	
5 - 6	1	3.50	3.85	0.90	trapéze	1.27	1.04	156.38	119.01	198.60	398.76	151.14	303.47	162.63	325.26	123.77	247.54
	2	3.52	3.85	0.90	trapéze	1.28	1.04			200.16		152.33		162.63		123.77	
6 - 7	1	3.50	4.6	0.76	trapéze	1.41	1.24	156.38	119.01	220.49	442.54	167.80	336.79	193.91	389.38	147.57	296.33
	2	3.52	4.6	0.76	trapéze	1.42	1.25			222.05		168.99		195.47		148.76	

Tableau VII.79 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

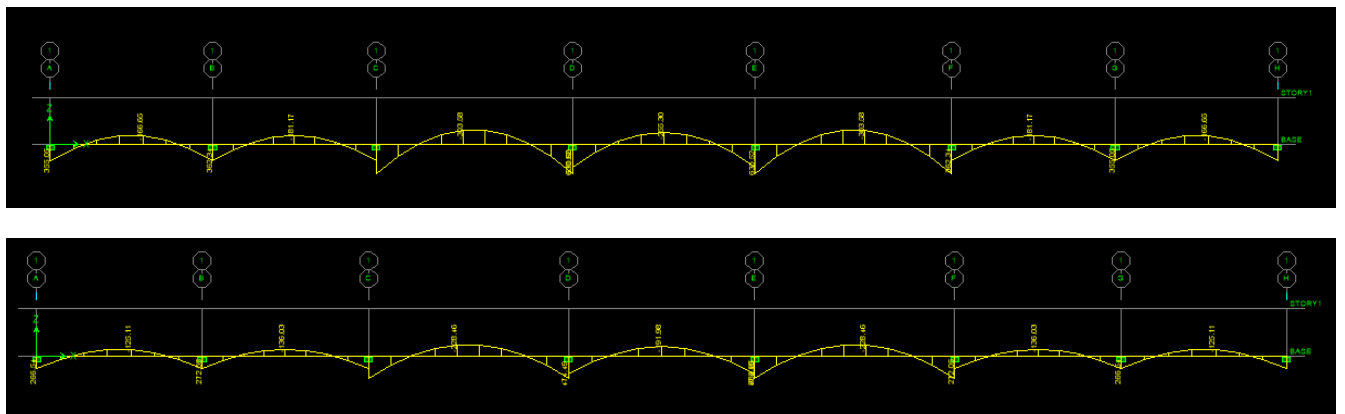
Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

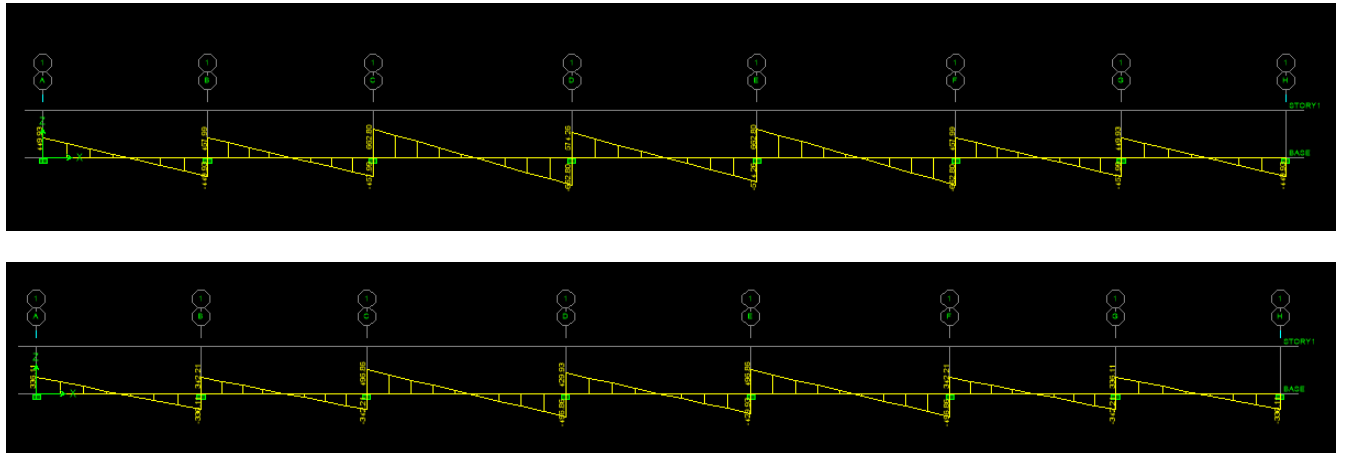
 **Sens longitudinal xx**



Figures VII.69 Les valeurs des chargements pour les différents cas.

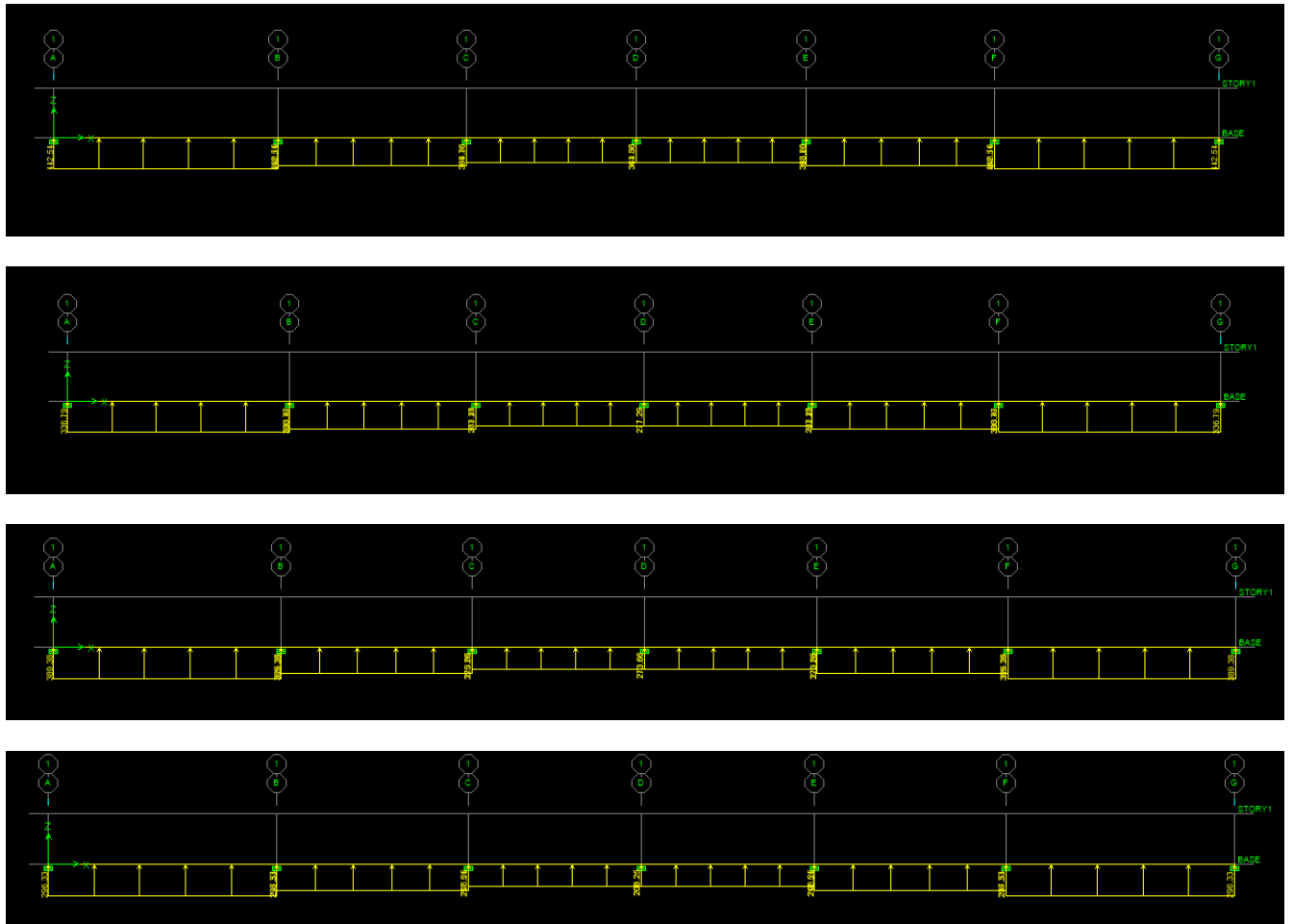


Figures VII.70 Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS.



Figures VII.71 Diagramme des efforts tranchants à ELU et ELS.

✚ Sens Transversal « y-y » :



Figures VII.72 Les valeur des chargement pour les différents cas.

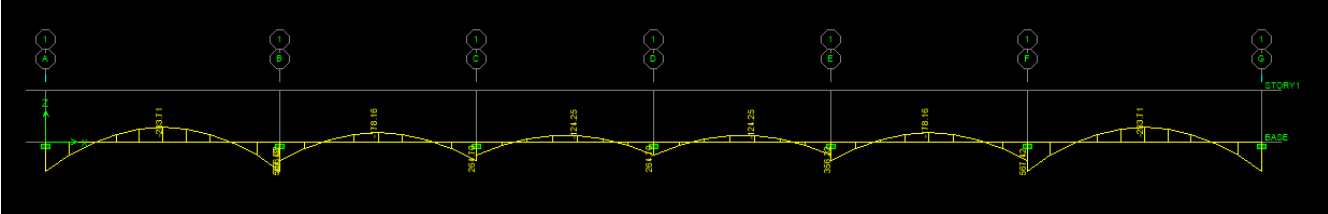
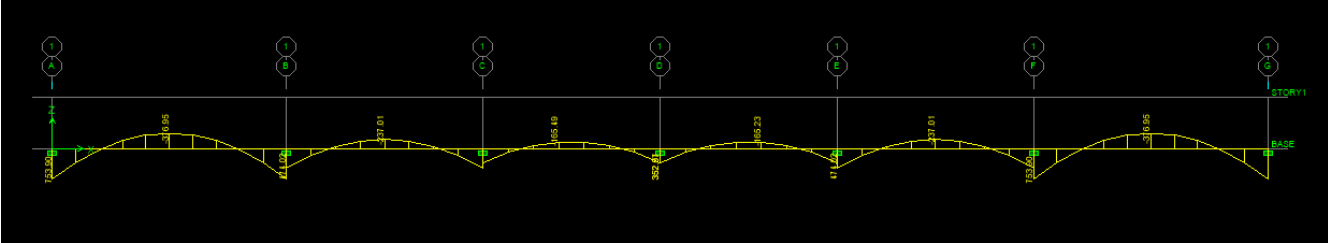


Figure VII 73 Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS.

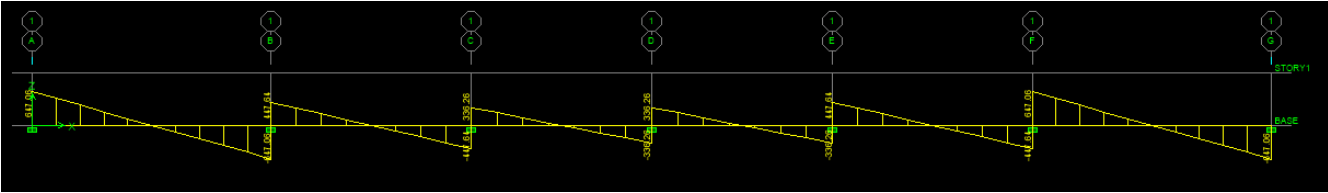
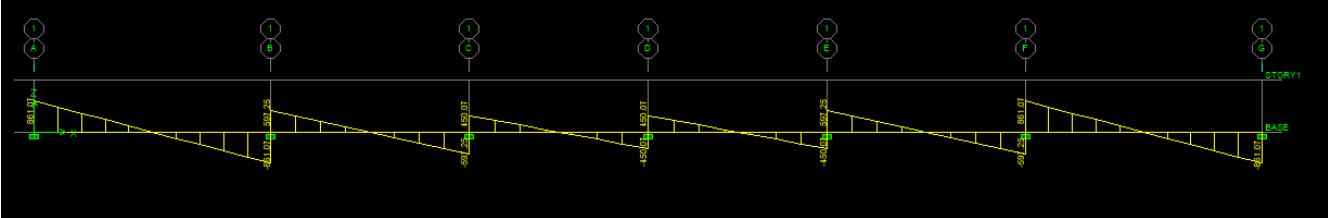


Figure VII.74 Diagramme des efforts tranchants à ELU et ELS.

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	630.52	474.49	753.90	567.42
M_{tmax} (KN.m)	303.58	228.46	376.95	283.71
T_{max} (KN)	662.80	496.86	861.07	647.06

Tableau VII.82 Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales

Sens	zone	Mu (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
xx	Appuis	630.52	0.078	0.959	SSA -	19.47	5 HA20 fil + 5HA16 chap
	Travée	303.58	0.037	0.981	SSA	9.16	5 HA14 fil + 5HA14 chap
yy	Appuis	753.90	0.094	0.951	SSA -	23.48	5 HA20 fil + 5HA16 chap
	Travée	376.95	0.047	0.975	SSA	11.45	5 HA14 fil + 5HA14 chap

a) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre		
Espacement	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\}$ $= 15 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales minimales
(Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

b) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1\text{ml} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 97 \times 2,1}{400} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Adoptée > Amin ⇒ Condition vérifiée

• Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens X-X : $T_u = 662.80 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{662.80 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.13 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y : $T_u = 861.07\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{861.07 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,47 \text{ MPa} < 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s=1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

- **Nervure longitudinale:**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 5 = 314 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{662.8 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 314} = 2.41 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Nervure transversale:**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 5 = 314 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{861.07 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 314} = 3.1 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_b$

Avec $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	474.49	25.76	0.44	34.02	0.898	211.46	348	6.2	15	CV
	Travée	228.46	15.4	0.26	46.73	0.919	166.41		3.5		CV
Sens YY	Appuis	567.42	25.76	0.44	34.02	0.898	252.87		7.4		CV
	Travée	283.71	15.4	0.26	46.73	0.919	206.66		4.4		CV

Tableau VII 80 Calcul des contraintes.

VII.10 Vérification globale de la structure (article 4.41 du RPA 99/version 2003)

« le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte le poids total de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai »

Avec :

$$\text{Moment stabilisant : } \mathbf{M_s = W \cdot V}$$

où W :est le poids total de la structure

V: la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée

$$\mathbf{W_{total} = 61601.87 \text{ KN}}$$

D'ou :

$$M_{s-x} = 61601.87 \times 14.8 = 911707.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{s-y} = 61601.87 \times 12.9 = 794664.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment renversant:**

Niveaux	Vx	Vy	hauteur	Mrx	Mry
TERRACE	852.7	899.84	30.6	26092.62	27535.104
ET8	1502.6	1594.66	27.54	41381.604	43916.9364
ET7	2023.63	2143.92	24.48	49538.4624	52483.1616
ET6	2469.68	2608.1	21.42	52900.5456	55865.502
ET5	2848.49	3000.01	18.36	52298.2764	55080.1836
ET4	3175.54	3337.58	15.3	48585.762	51064.974
ET3	3441.84	3614.51	12.24	42128.1216	44241.6024
ET2	3648.4	3829.89	9.18	33492.312	35158.3902
ET1	3804.79	3995.27	6.12	23285.3148	24451.0524
RDC	3875.69	4077.98	3.06	11859.6114	12478.6188
			Somme	381562.63	402275.525

$$M_{r-x} = 381562.63 \text{ KN.m} < 911707.676 \text{ KN.m}$$

$$M_{r-y} = 402275.525 \text{ KN.m} < 794664.123 \text{ KN.m}$$

VII.11 Conclusion

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis au renversement et la condition de l'article **article 4 .41du RPA 99/version 2003** est vérifiée.

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité. Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

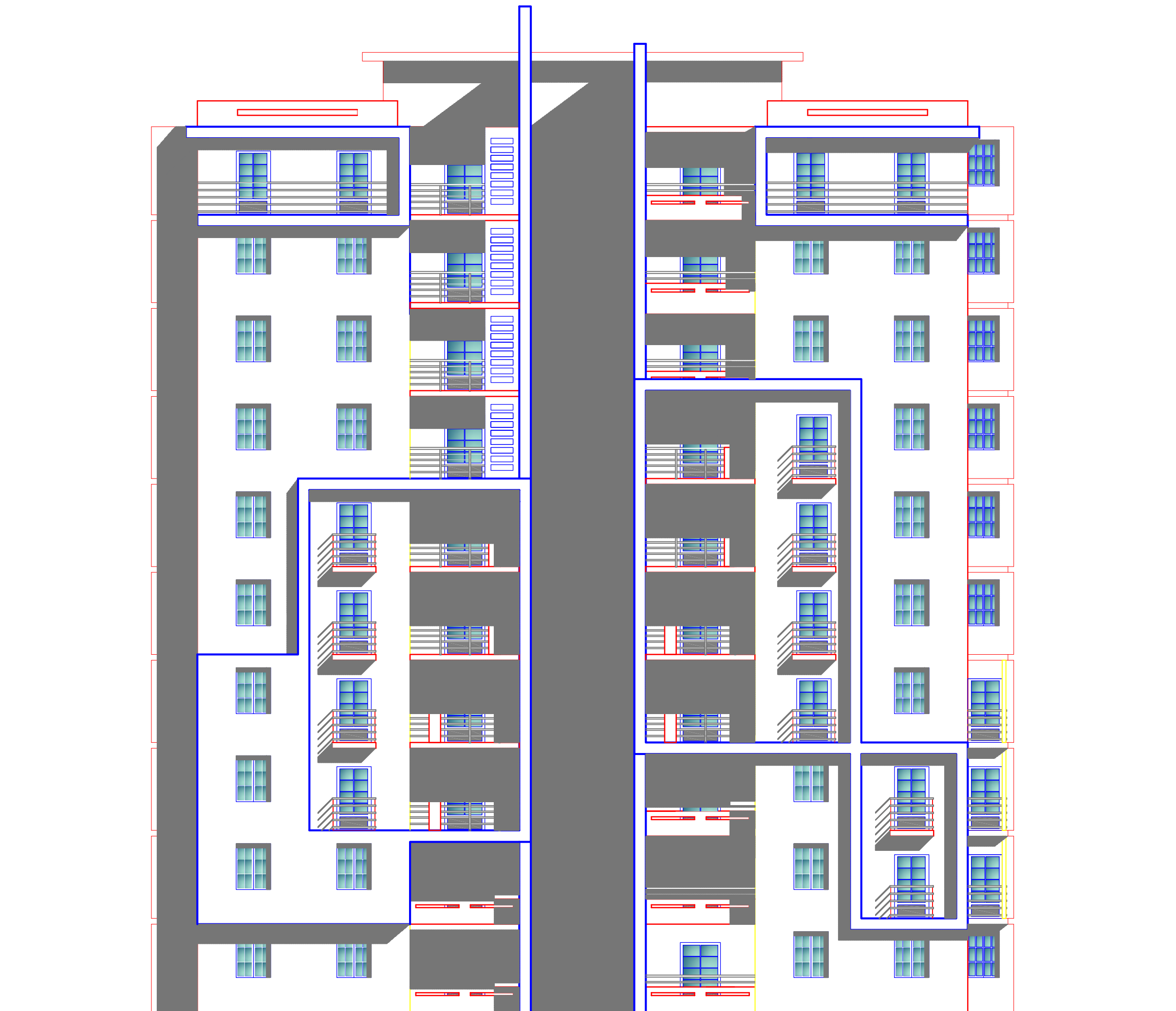
- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation

Logiciels :

- ✓ Logiciel ETABS V9.7
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL 2013
- ✓ WORD 2021
- ✓ AUTOCAD 2014

Ouvrage :

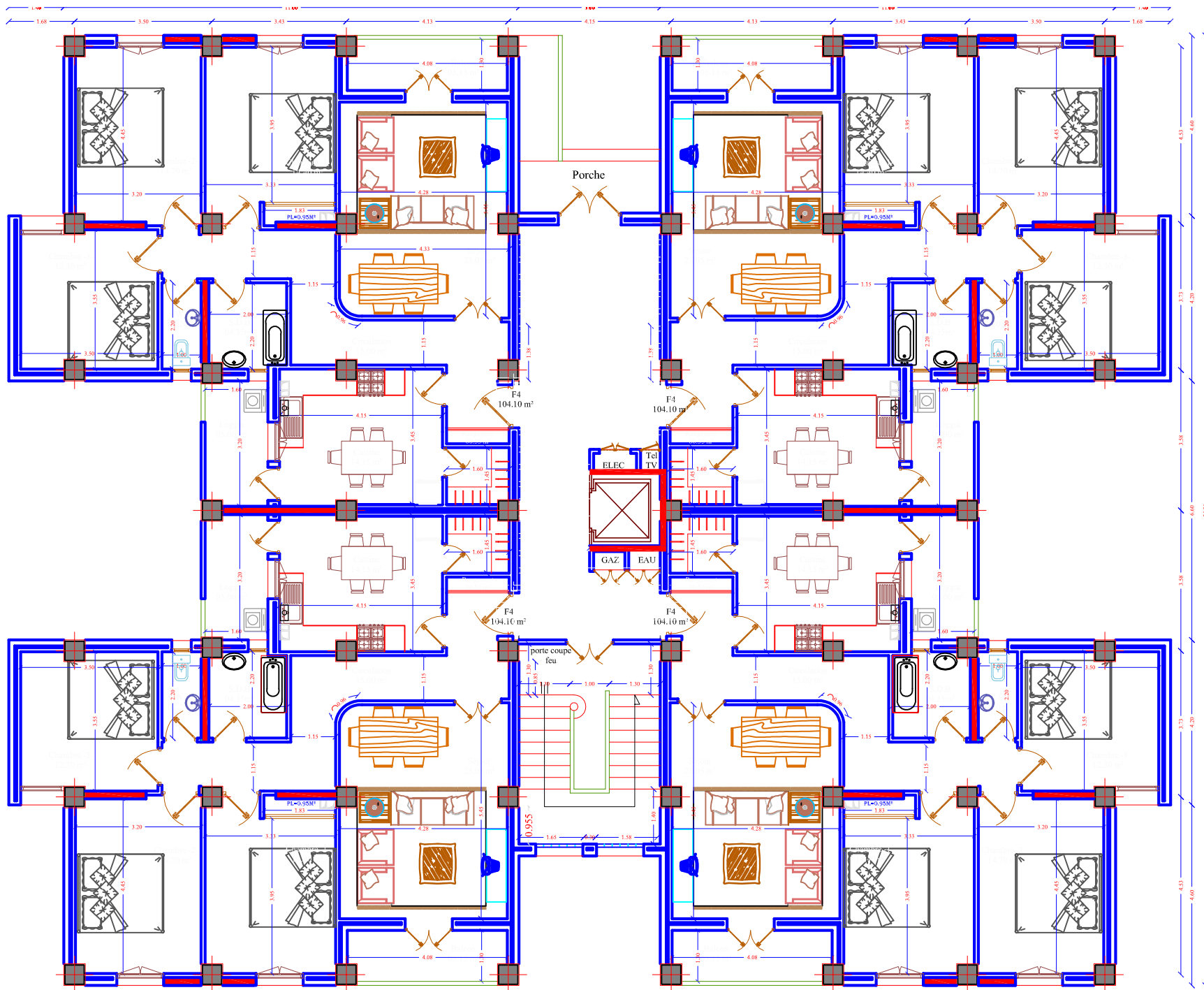
- ✓ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé Albert FUENTES.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme Mohamed Bellazougui
- ✓ Calcul de béton arme Abdelhak Barak
- ✓ Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.
- ✓ Les abaques de PIGEAUD.
- ✓ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ✓ Cours ETABS (MR. BOUGHANI)
- ✓ Mémoire de fin d'études des promotions précédent



FACADE POSTERIEUR

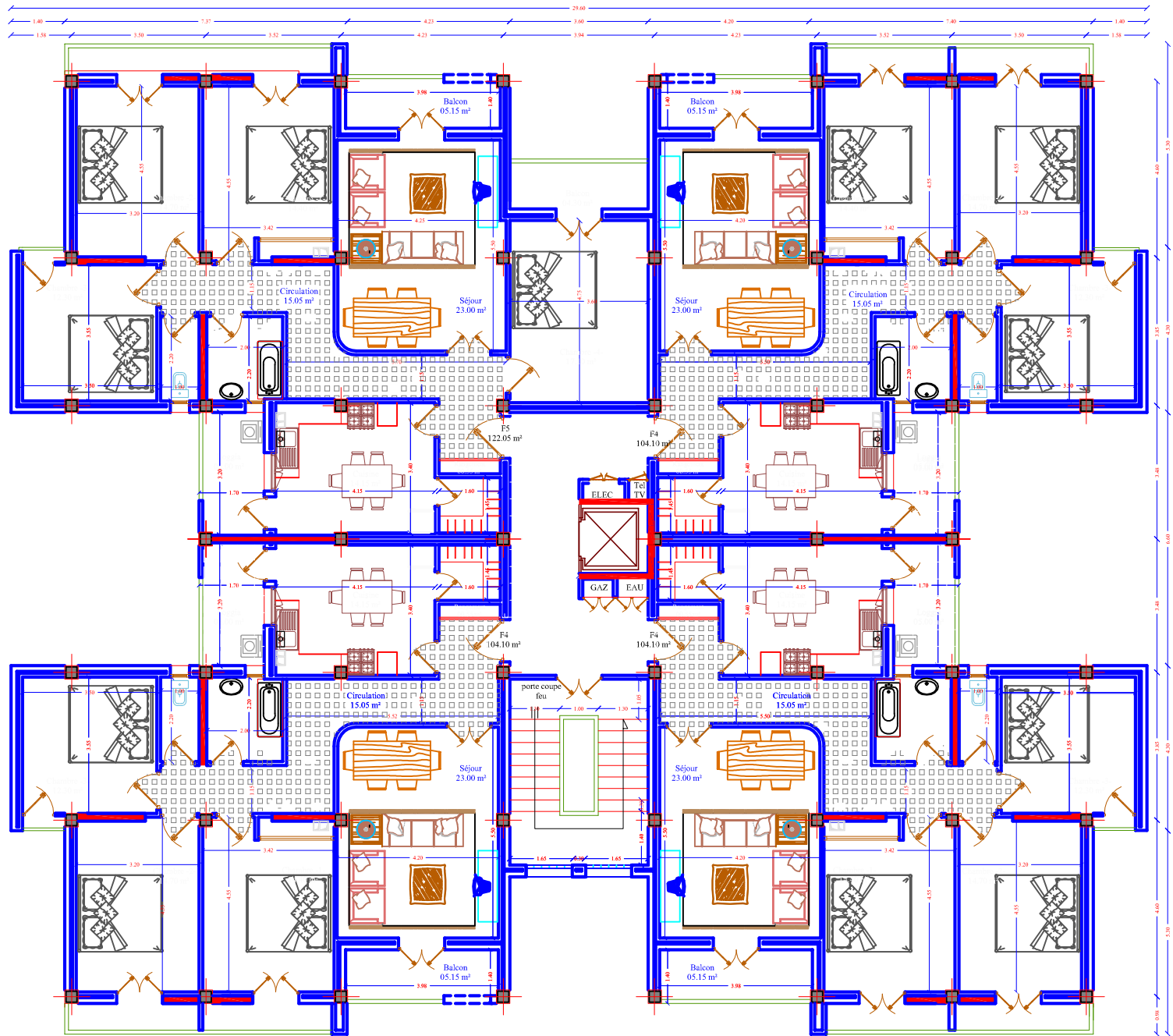


FACADE PRINCIPALE

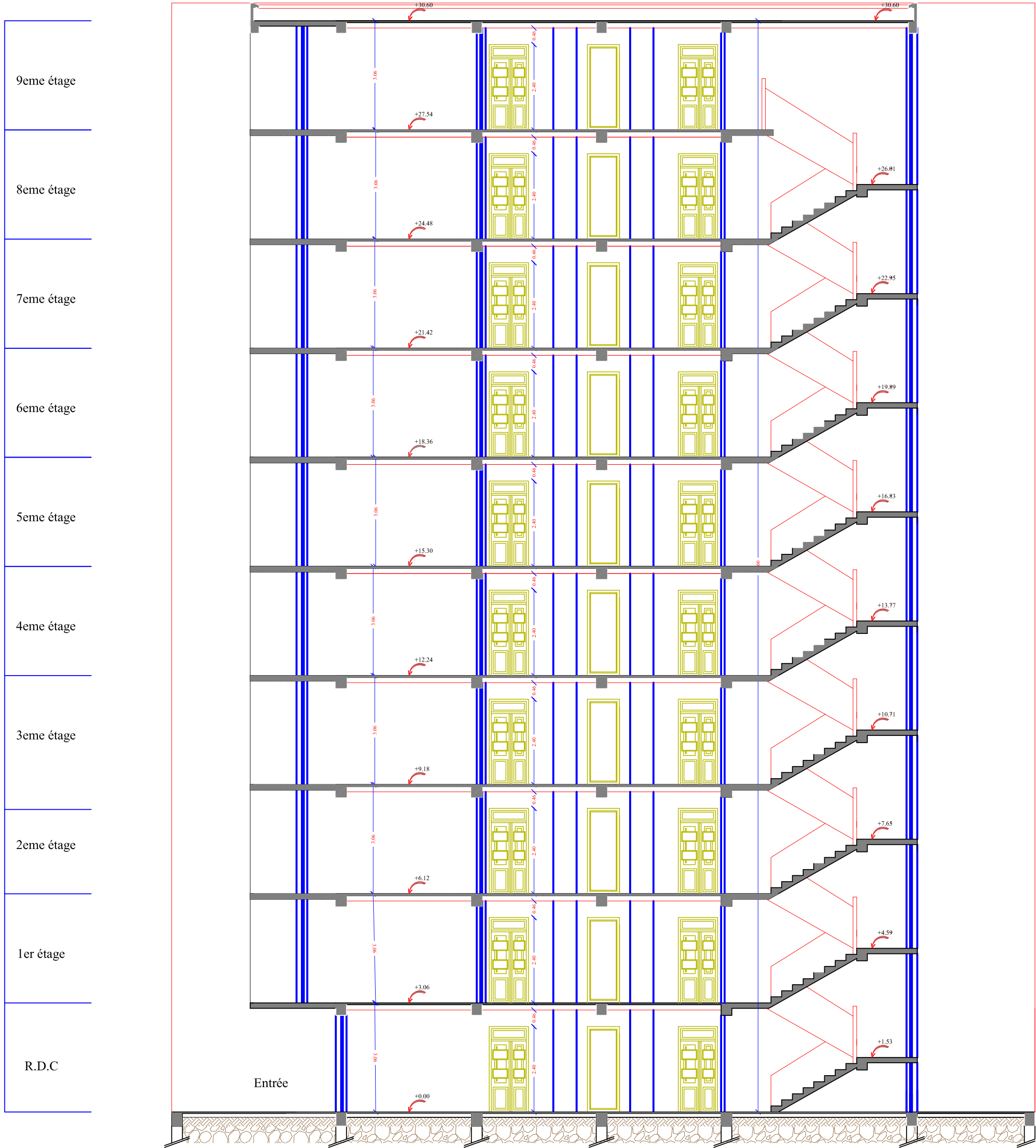


▶ PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

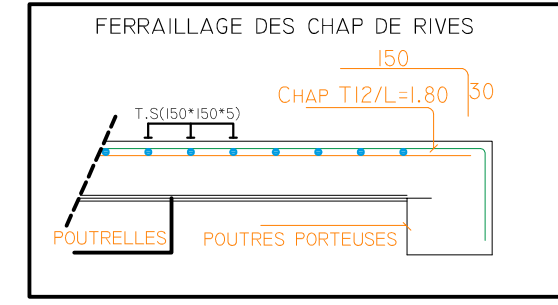
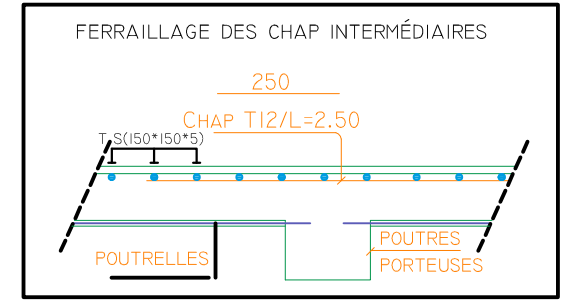
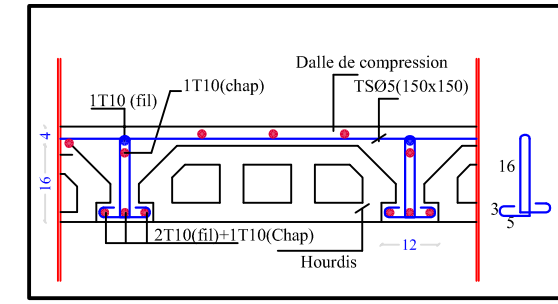
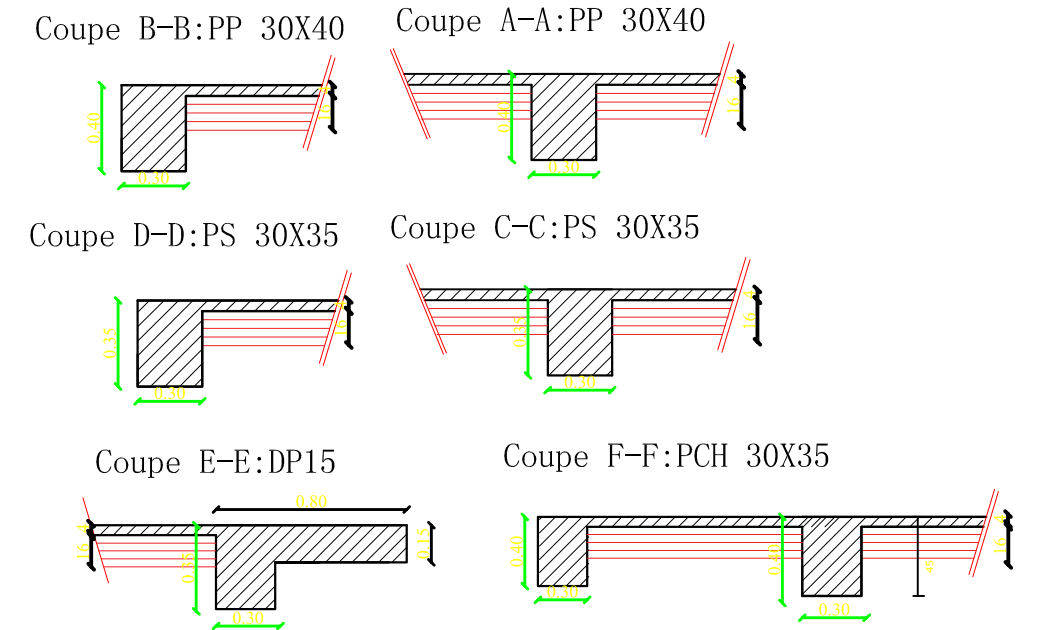
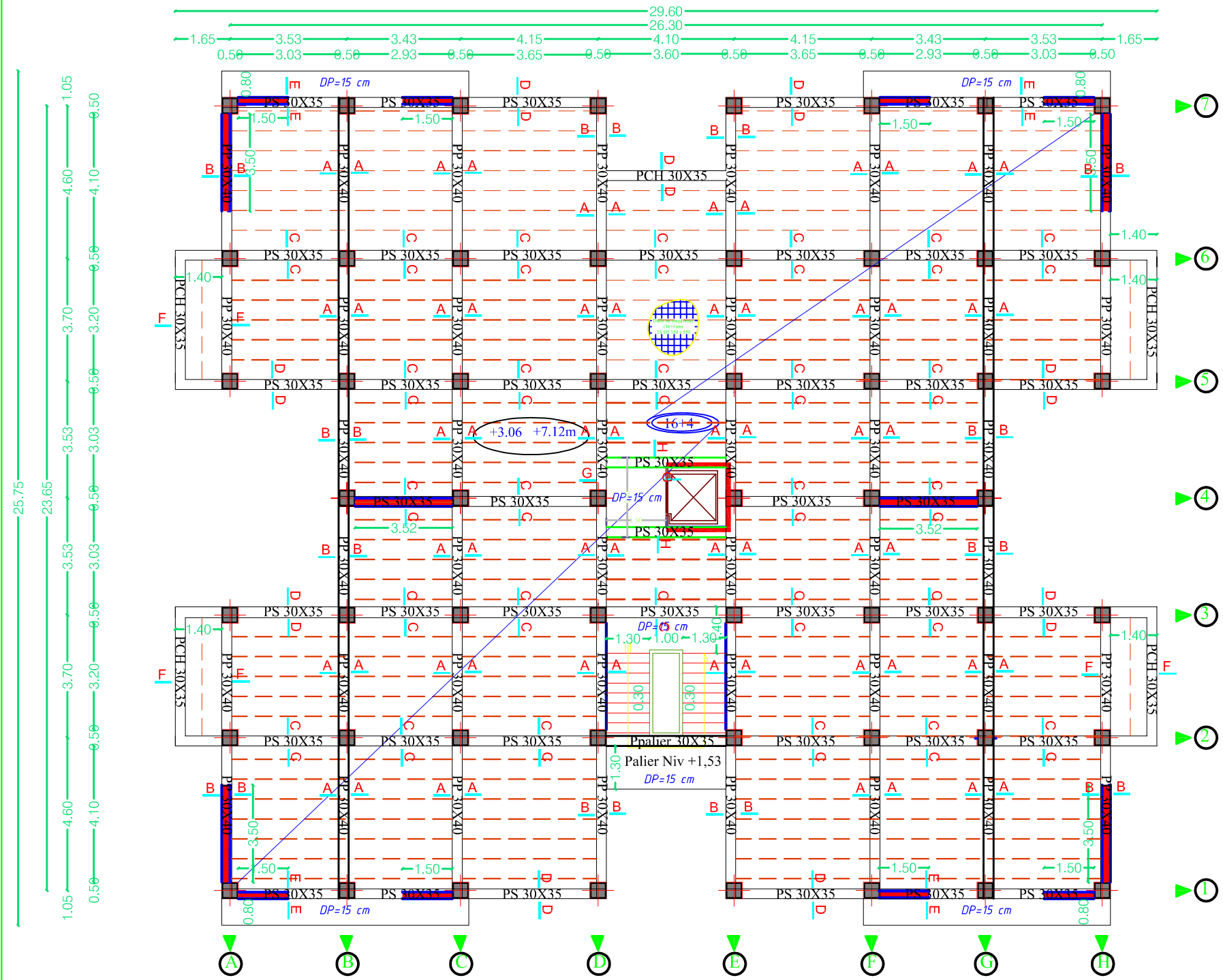
TOUR R+9



PLAN ETAGE COURANT

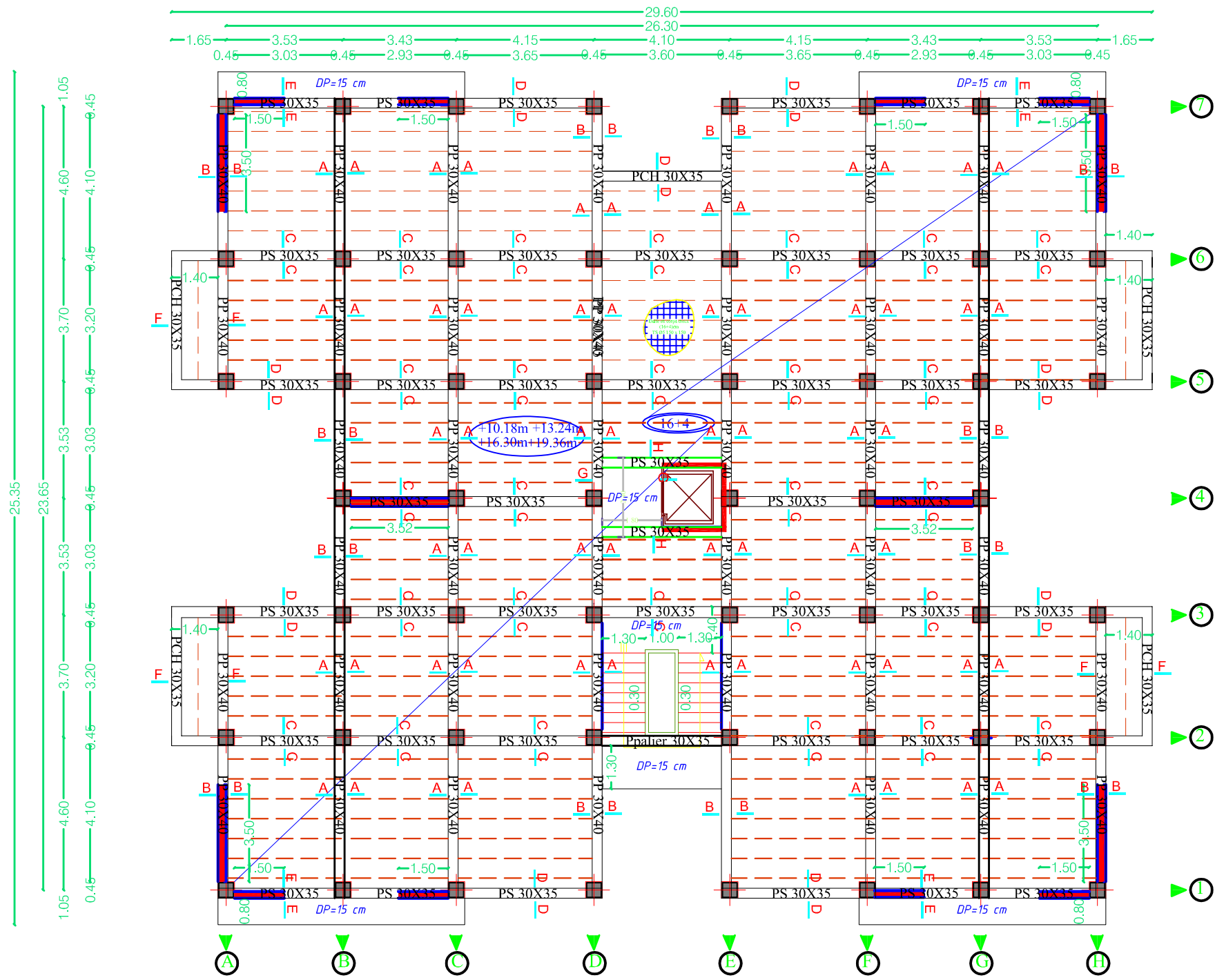


➤ COUPE A-A

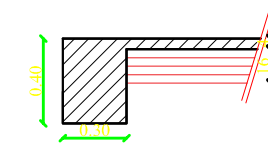


Plan de coffrage Niv 3.06 m au 7.12m

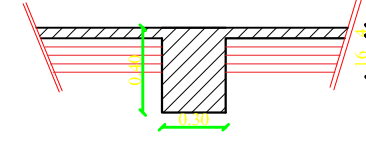
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
ENCADRE PAR Mme HERMINE Dirige : MESSAOUDENE Melissa ACHILI Sarah	Titre : Plan de coffrage Niveau +3,06 m au 7.12	Plan N°: 01
		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 23 - 24



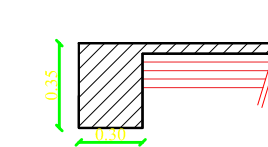
Coupe B-B:PP 30X40



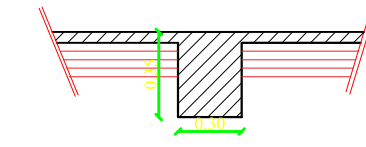
Coupe A-A:PP 30X40



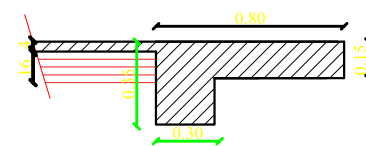
Coupe D-D:PS 30X35



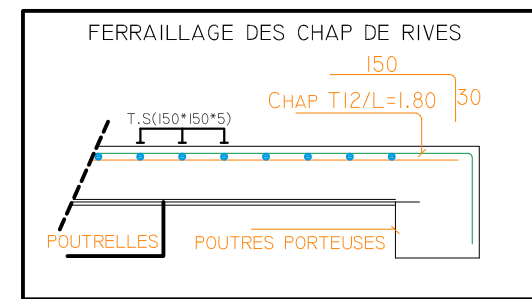
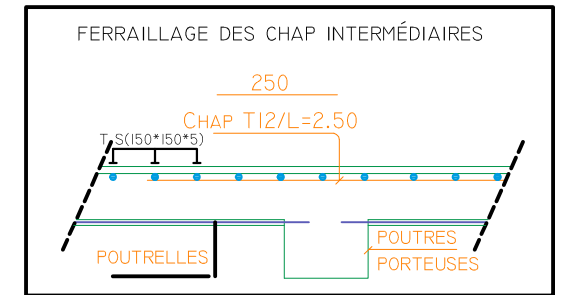
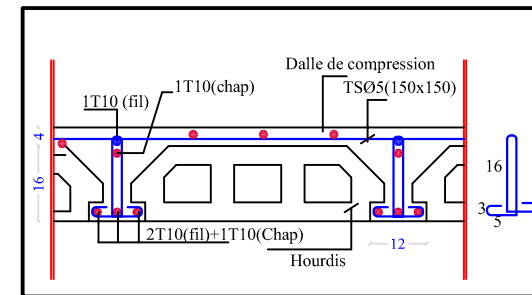
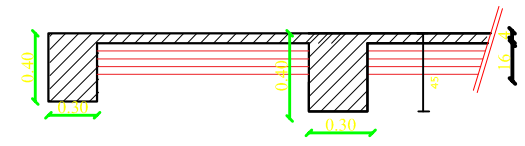
Coupe C-C:PS 30X35



Coupe E-E:DP15



Coupe F-F:PCH 30X35



Plan de coffrage Niv 10.18 m au 19.36m

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil

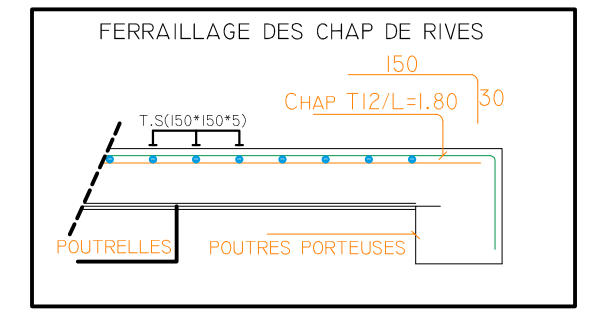
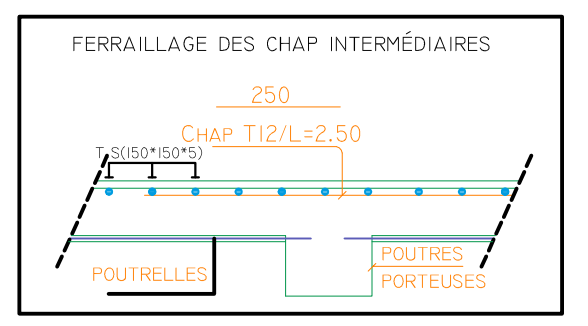
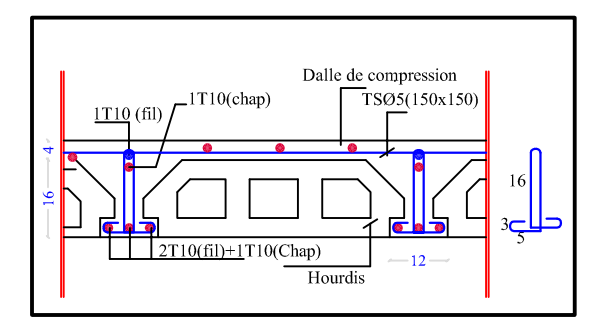
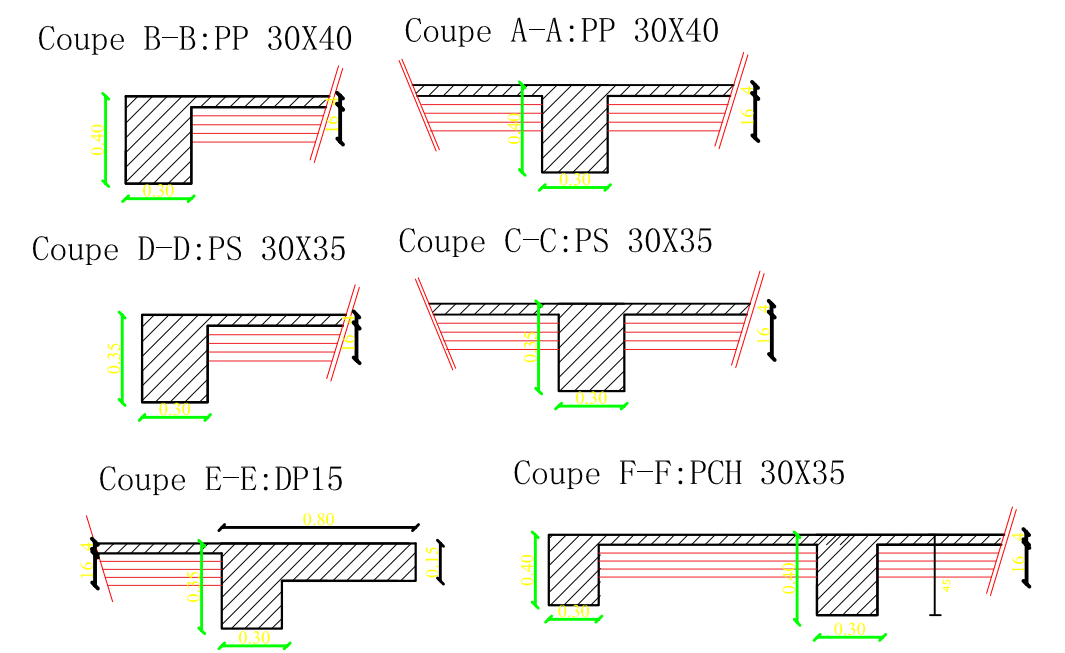
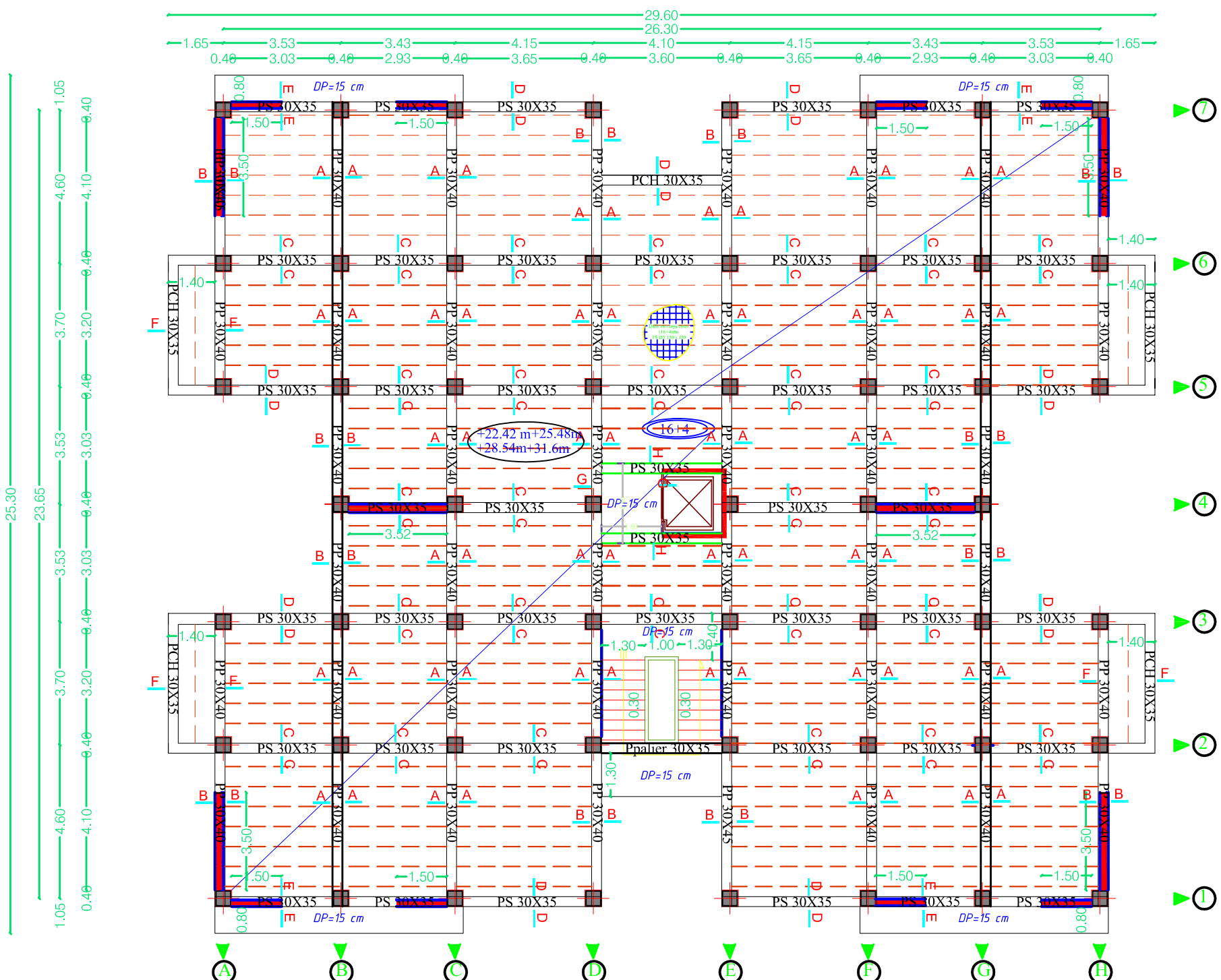
ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

Titre :
Plan de coffrage Niveau +10.18 m au 19.36 m

Plan N°: 02

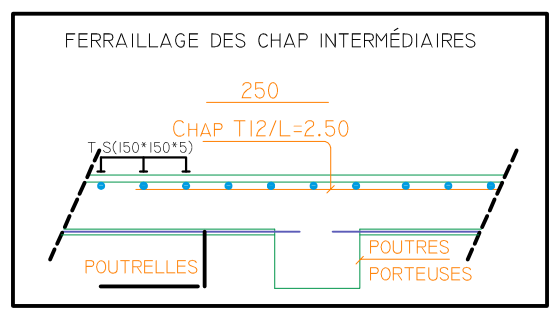
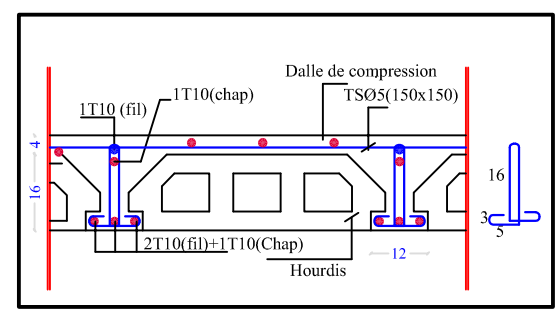
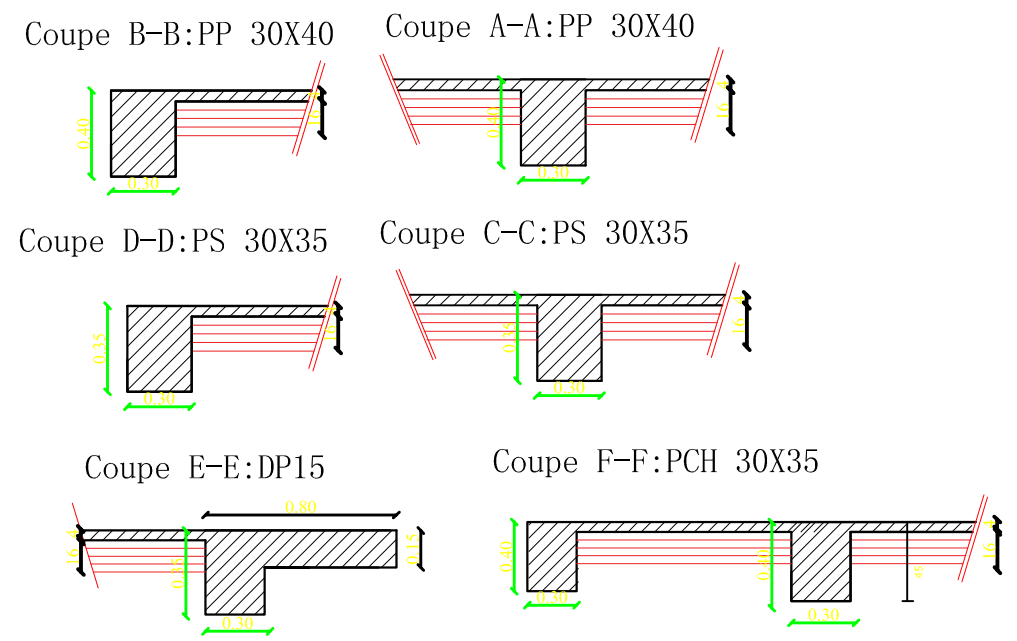
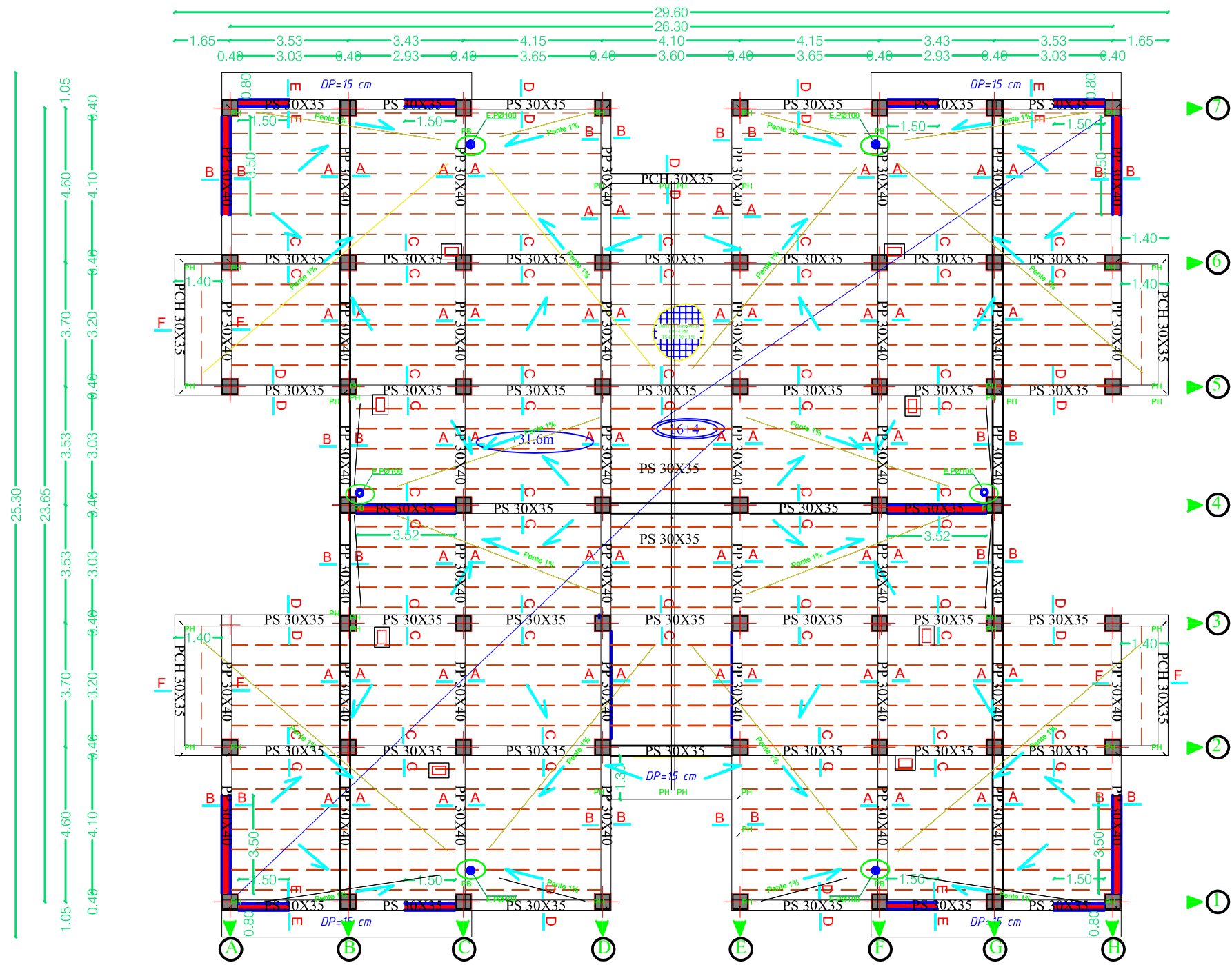
Echelle : 1 / 25

Promotion : 23 - 24



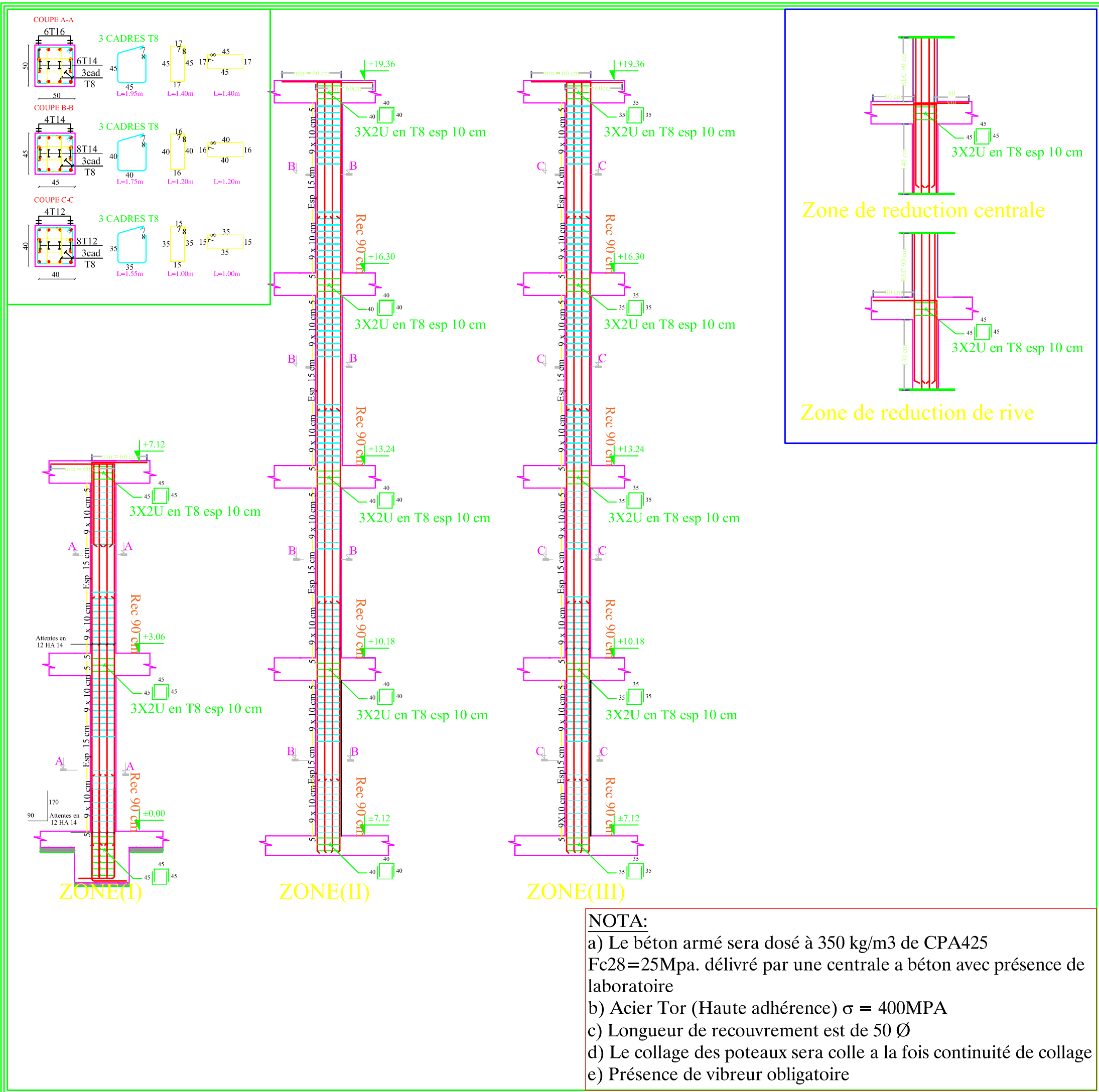
Plan de coffrage Niv 22.42 m au 31.60m

UNIVERSITE MOULOD MAMMERRI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
ENCADRE PAR Mme HERMINE Dirige : MESSAOUDENE Melissa ACHILI Sarah	Titre : Plan de coffrage Niveau +22.42 m au 31.60	Plan N°: 03
		Echelle : 1 / 25
		Promotion : 23 - 24



Plan de toiture Niv 31.60 m

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
ENCADRE PAR Mme HERMINE Dirige : MESSAOUDENE Melissa ACHILI Sarah	Titre : Plan de coffrage Niveau +31.60 m de toiture	Plan N°: 04 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23 - 24



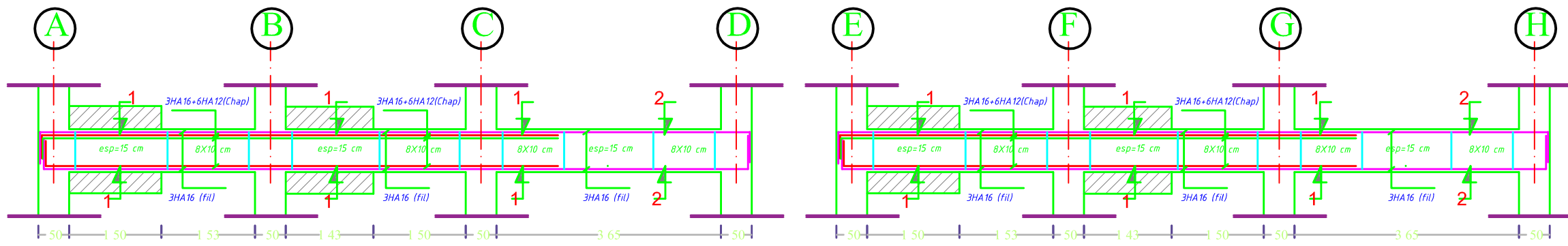
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction
 Département de Génie Civil

ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

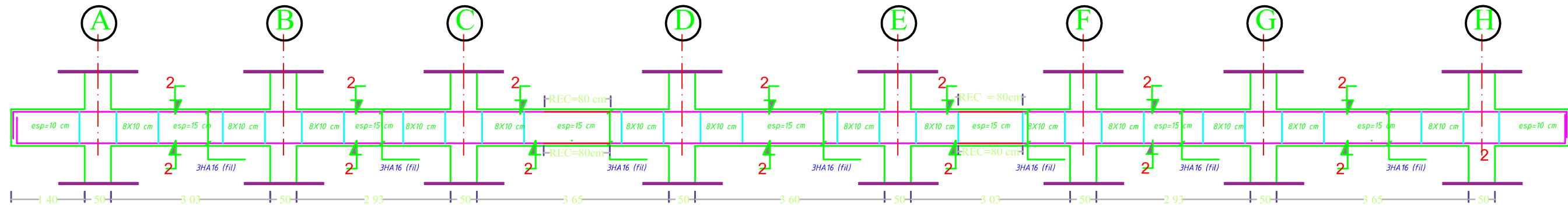
Titre :
Plan de ferrailage poteau 3.06m au 31.60 m

Plan N°: 07
Echelle : 1 / 25
Promotion : 23- 24

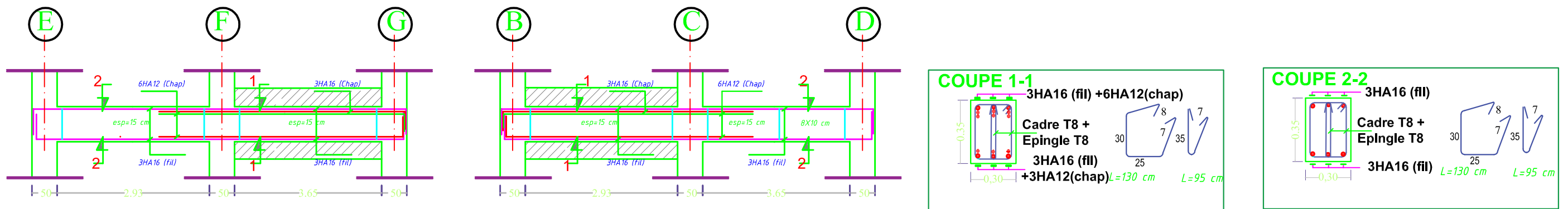
Ferrailage des Poutres Secondaires PS:30x35 Axe 1 et 7 Niveau +3.60 m au 31.6 m



Ferrailage des Poutres Secondaires PS:30x35 Axe 2 et 3; 5 et 6 Niveau +3.60 m au 31.6 m



Ferrailage des Poutres Secondaires PS:30x35 Axe 4 Niveau +3.60 m au 31.6 m



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil



ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

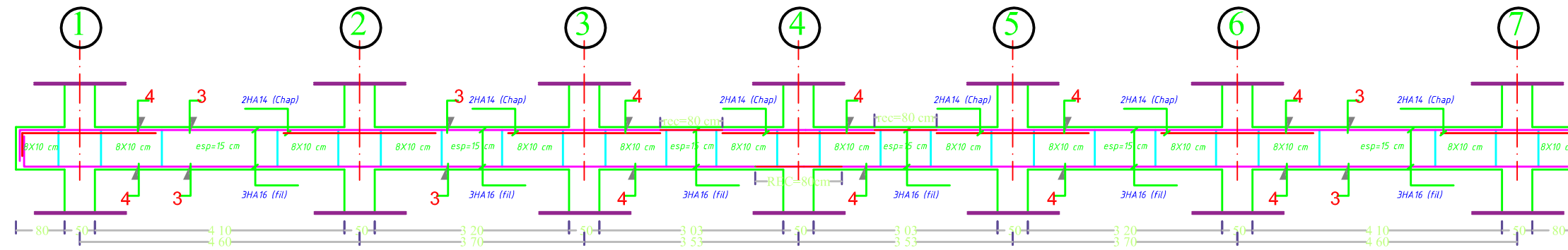
Titre :
Plan de ferrailage des poutres secondaires

Plan N°: 09

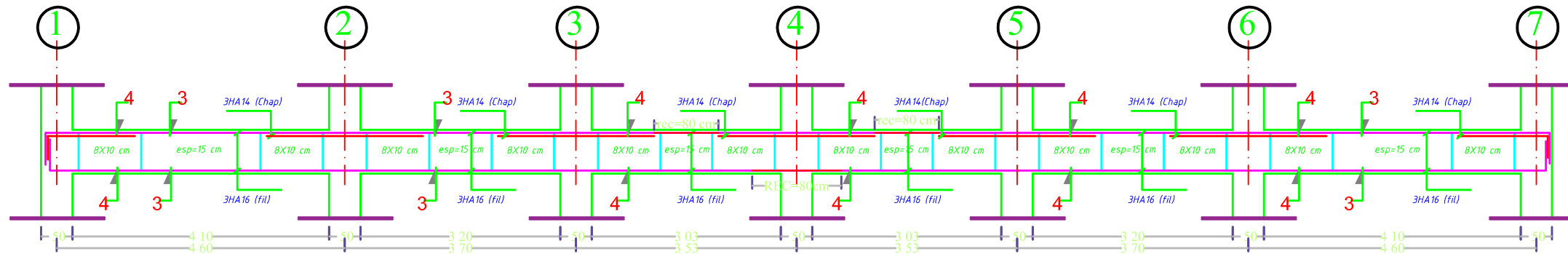
Echelle : 1 / 25

Promotion : 23 - 24

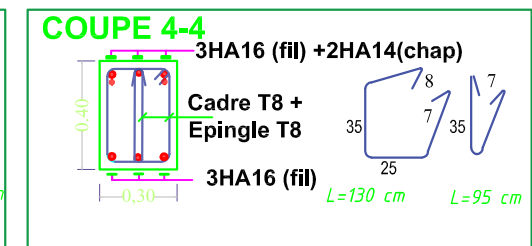
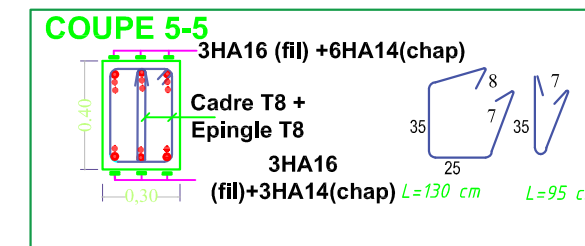
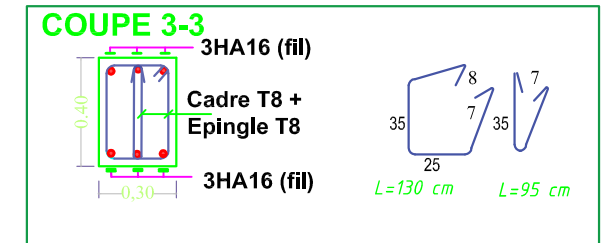
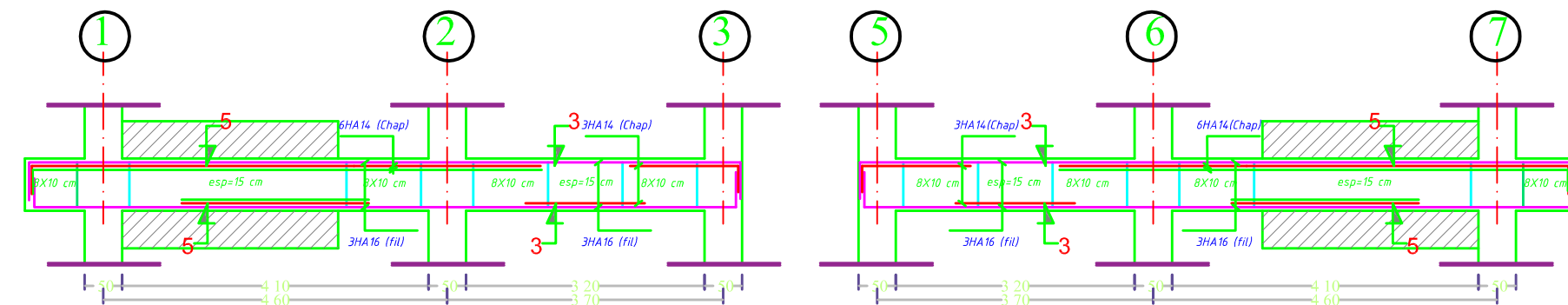
Ferrailage des Poutres Principale PP:30x40 Axe B et C ; F et G Niveau +3.60 m au 31.6 m



Ferrailage des Poutres Principale PS:30x40 Axe D et E Niveau +3.60 m au 31.6 m



Ferrailage des Poutres Principale PP:30x40 Axe A et E Niveau +3.60 m au 31.6 m



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil



**ENCADRE PAR
Mme HERMINE**

**Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah**

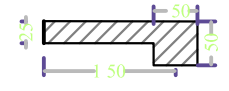
**Titre :
Plan de ferrailage des poutres principales**

Plan N°: 08

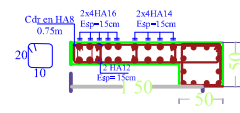
Echelle : 1 / 25

Promotion : 23 - 24

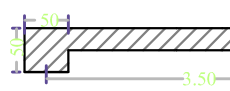
COFF VOILES L=1.50m



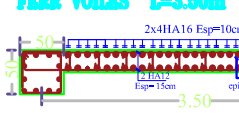
FERR VOILES L=1.50m



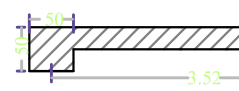
COFF VOILES L=3.50m



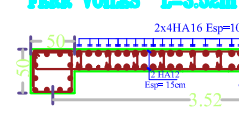
FERR VOILES L=3.50m



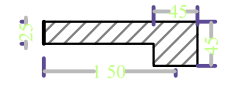
COFF VOILES L=3.52m



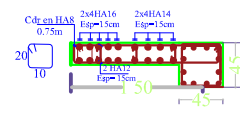
FERR VOILES L=3.52m



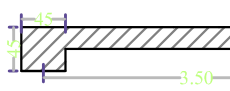
COFF VOILES L=1.50m



FERR VOILES L=1.50m



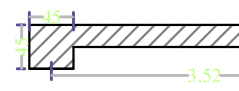
COFF VOILES L=3.50m



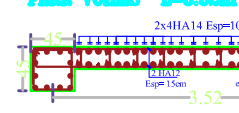
FERR VOILES L=3.50m



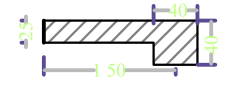
COFF VOILES L=3.52m



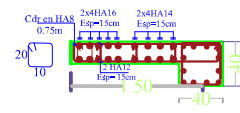
FERR VOILES L=3.52m



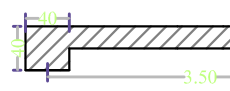
COFF VOILES L=1.50m



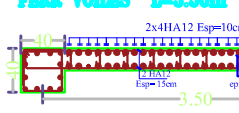
FERR VOILES L=1.50m



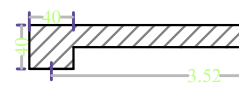
COFF VOILES L=3.50m



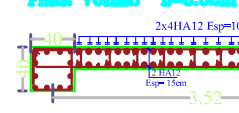
FERR VOILES L=3.50m



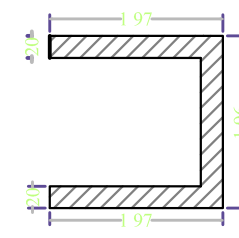
COFF VOILES L=3.52m



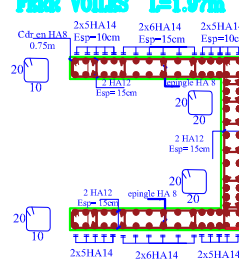
FERR VOILES L=3.52m



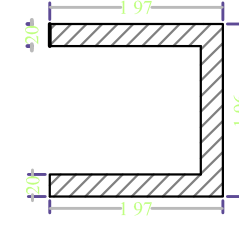
COFF VOILES L=1.97m



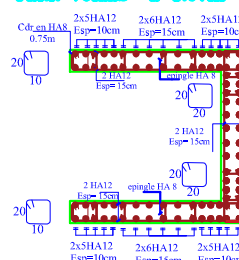
FERR VOILES L=1.97m



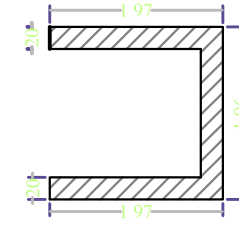
COFF VOILES L=1.97m



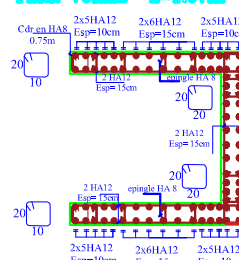
FERR VOILES L=1.97m



COFF VOILES L=1.97m



FERR VOILES L=1.97m

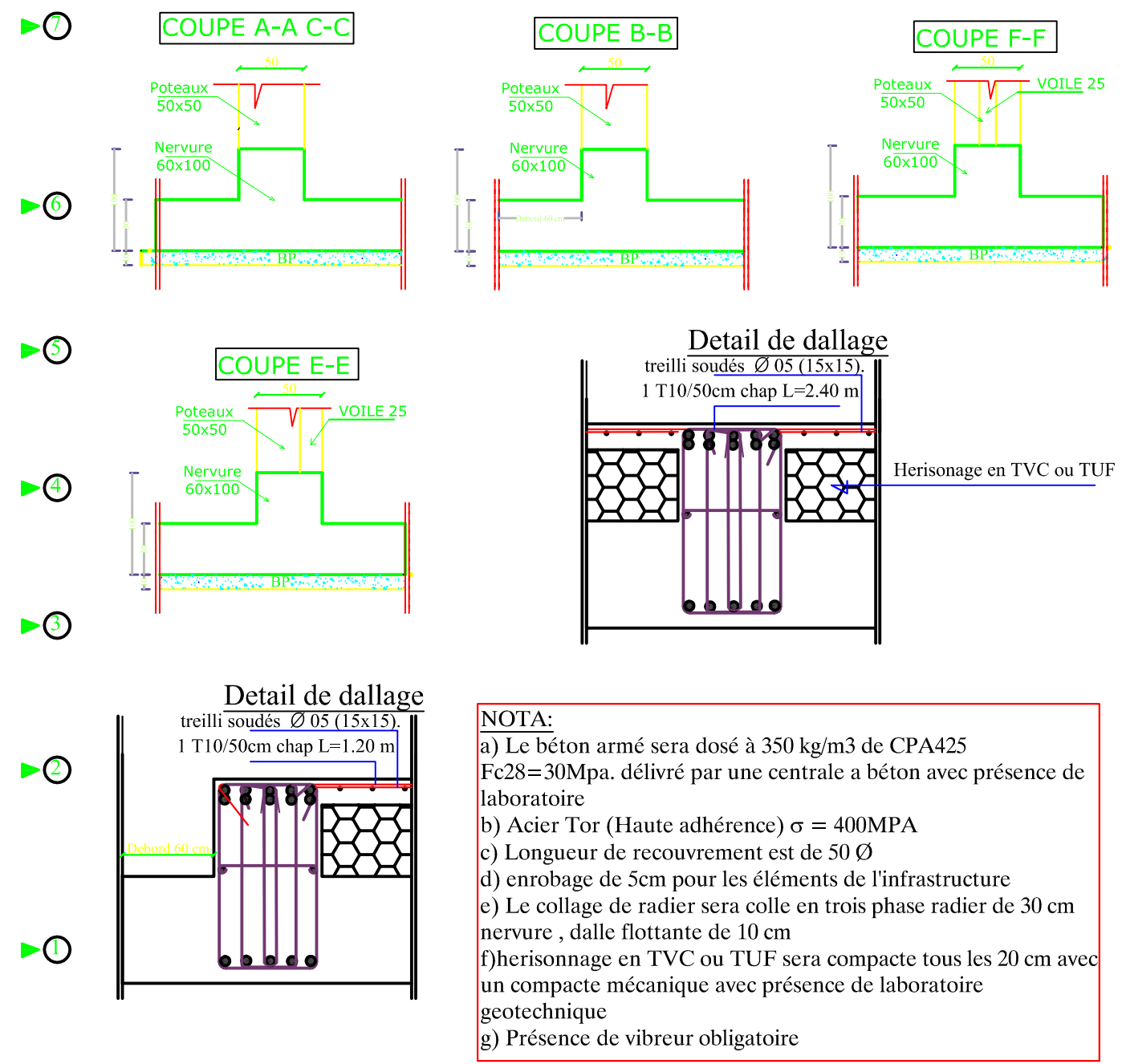
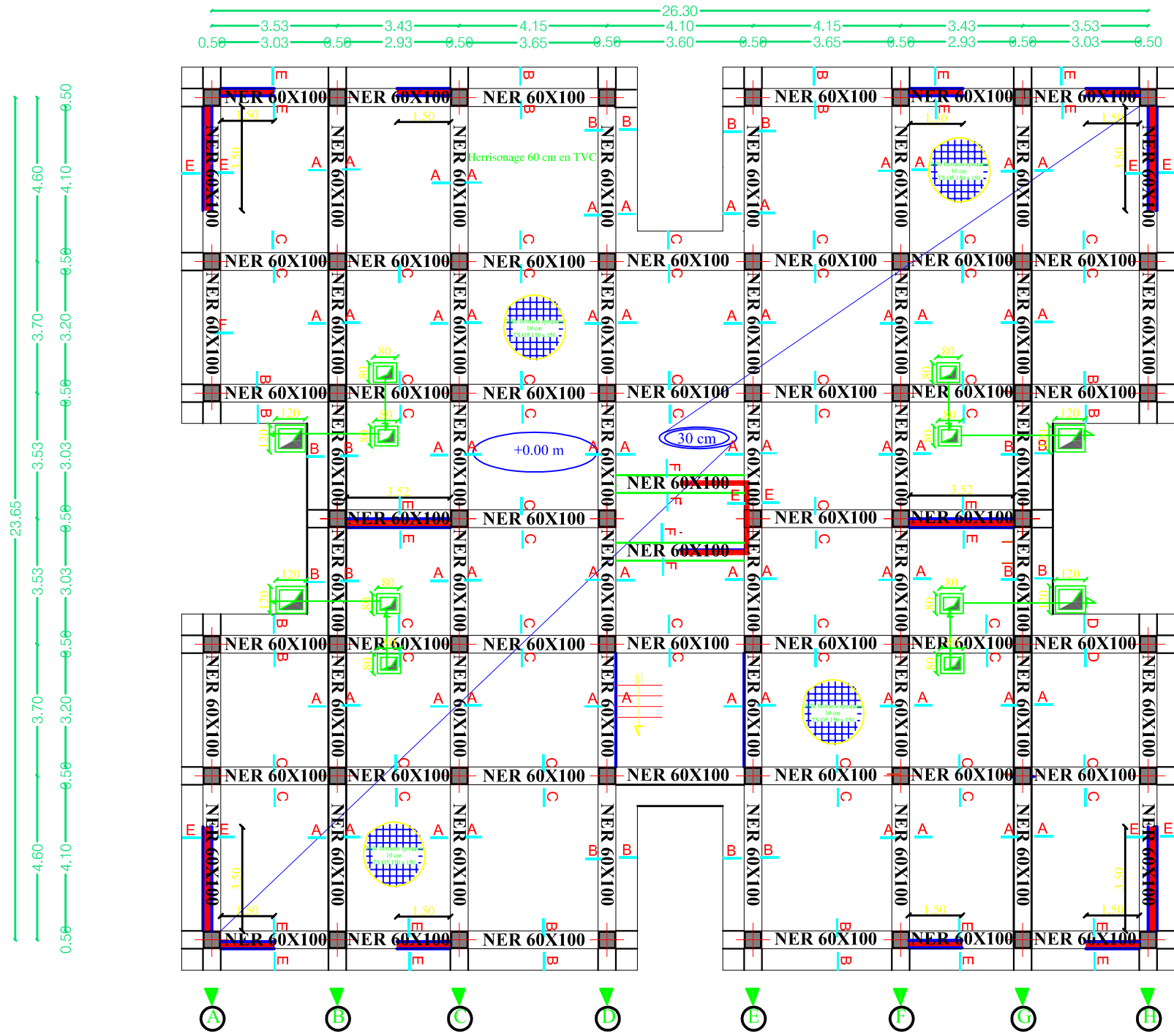


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

Titre :
Plan de ferrailage des voile contrivementent

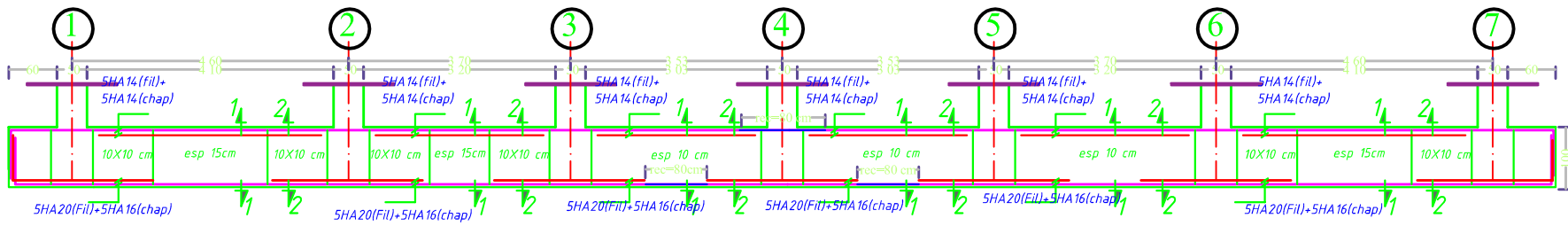
Plan N°: 10
Echelle : 1 / 25
Promotion : 23 - 24



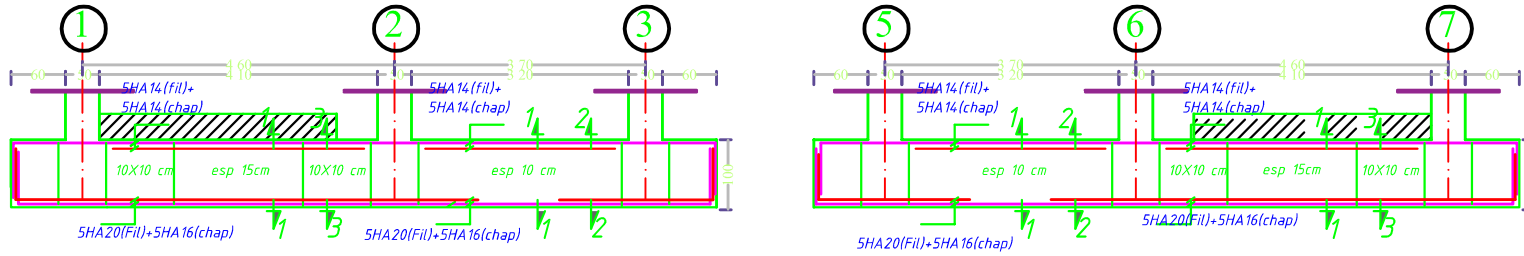
Plan de coffrage Niv 0.00 m pour fondation

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
ENCADRE PAR Mme HERMINE Dirige : MESSAOUDENE Melissa ACHILI Sarah	Titre : Plan de coffrage fondation(radier+nervure 0.00m)	Plan N°: 11 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23 - 24

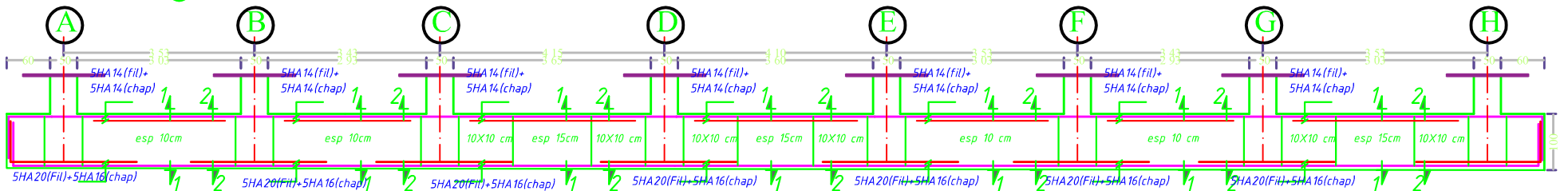
Ferrailage de nervure 60X100 sens y-y file 'B' 'C' 'D' 'E' 'F' 'G'



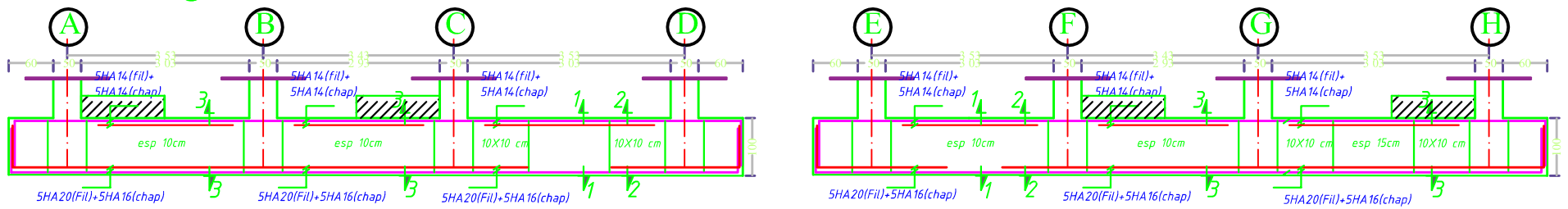
Ferrailage de Nervure 60X100 sens y-y file 'A' 'H'



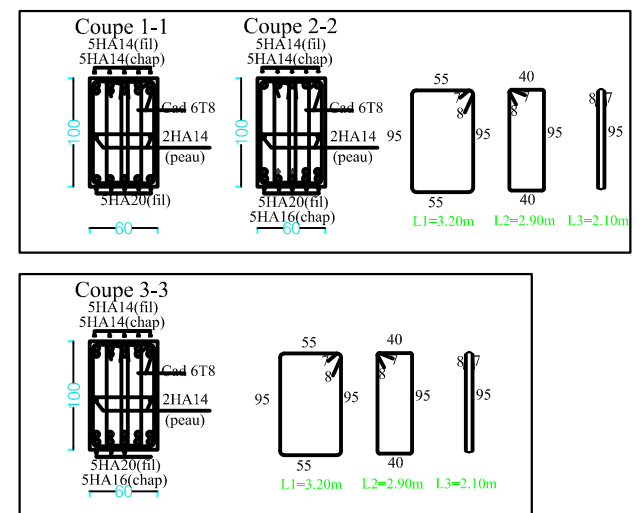
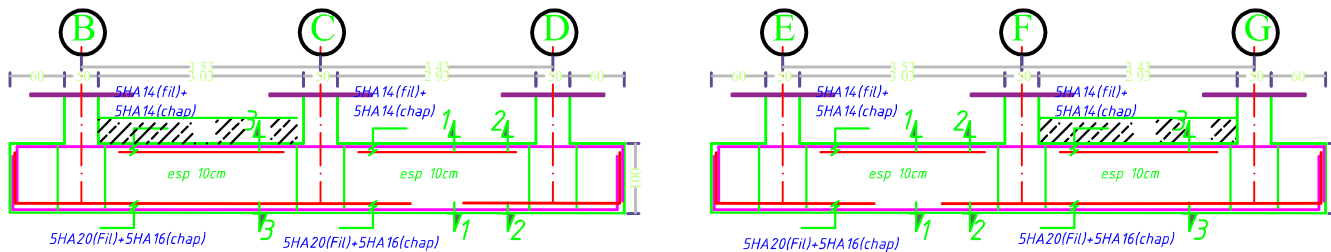
Ferrailage de nervure 60X100 sens x-x file 2-3 5-6



Ferrailage de nervure 60X100 sens x-x file 1 et 7



Ferrailage de nervure 60X100 sens x-x file 4



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil



ENCADRE PAR
Mme HERMINE

Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

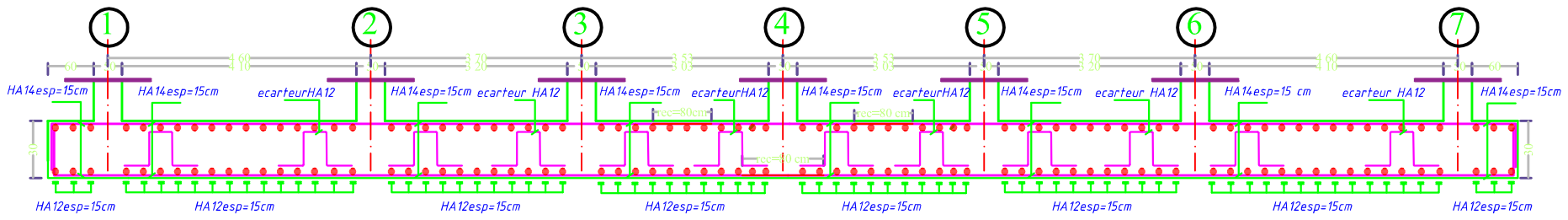
Titre :
Plan de ferrailage des nervure 60X100

Plan N°: 13

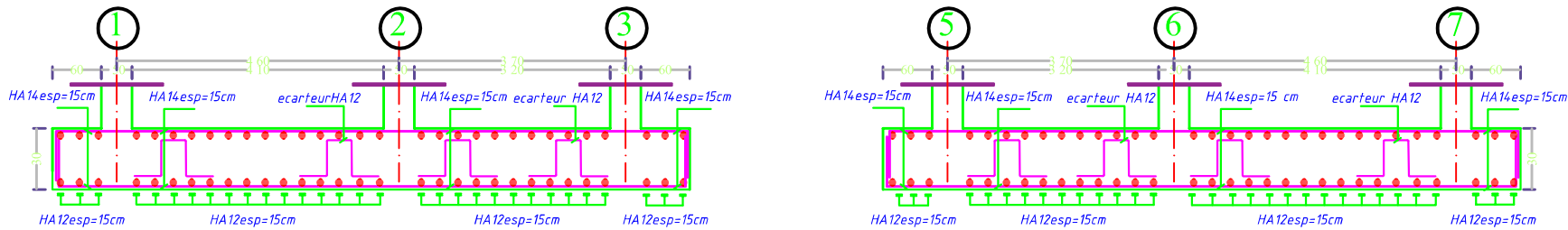
Echelle : 1 / 25

Promotion : 23- 24

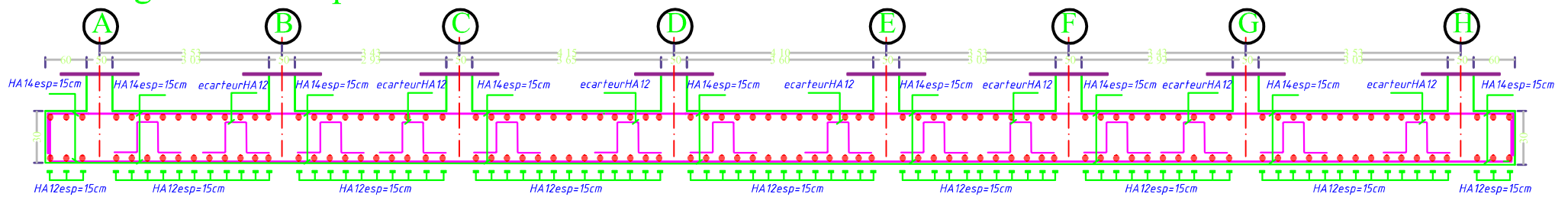
Ferrailage de radier epaisseur de 30 cm sens y-y file 'B' 'C' 'D' 'E' 'F' 'G'



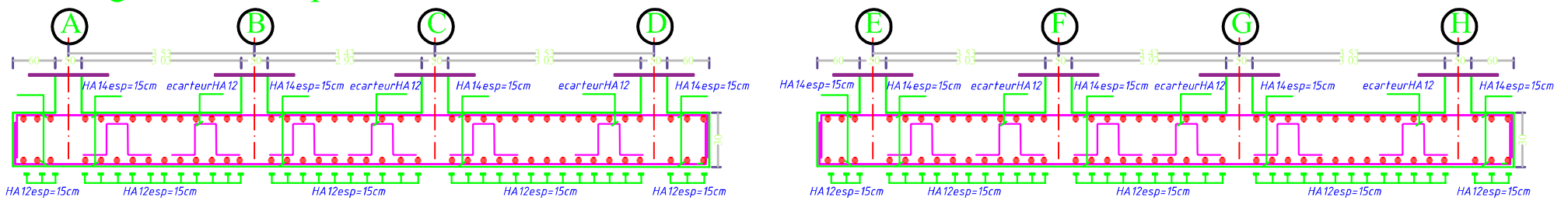
Ferrailage de radier epaisseur de 30 cm sens y-y file 'A' 'H'



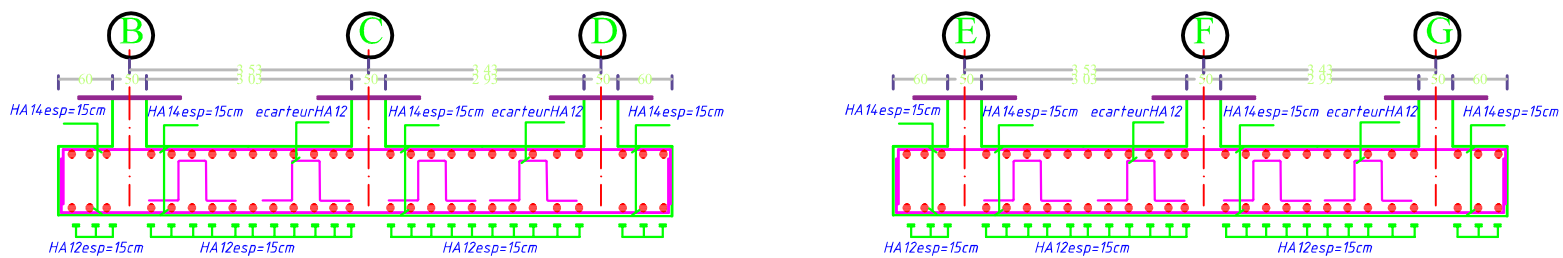
Ferrailage de radier epaisseur de 30 cm sens x-x file 2-3 5-6



Ferrailage de radier epaisseur de 30 cm sens x-x file 1 et 7



Ferrailage de radier epaisseur de 30 cm sens x-x file 4



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil



ENCADRE PAR
Mme HERMINE

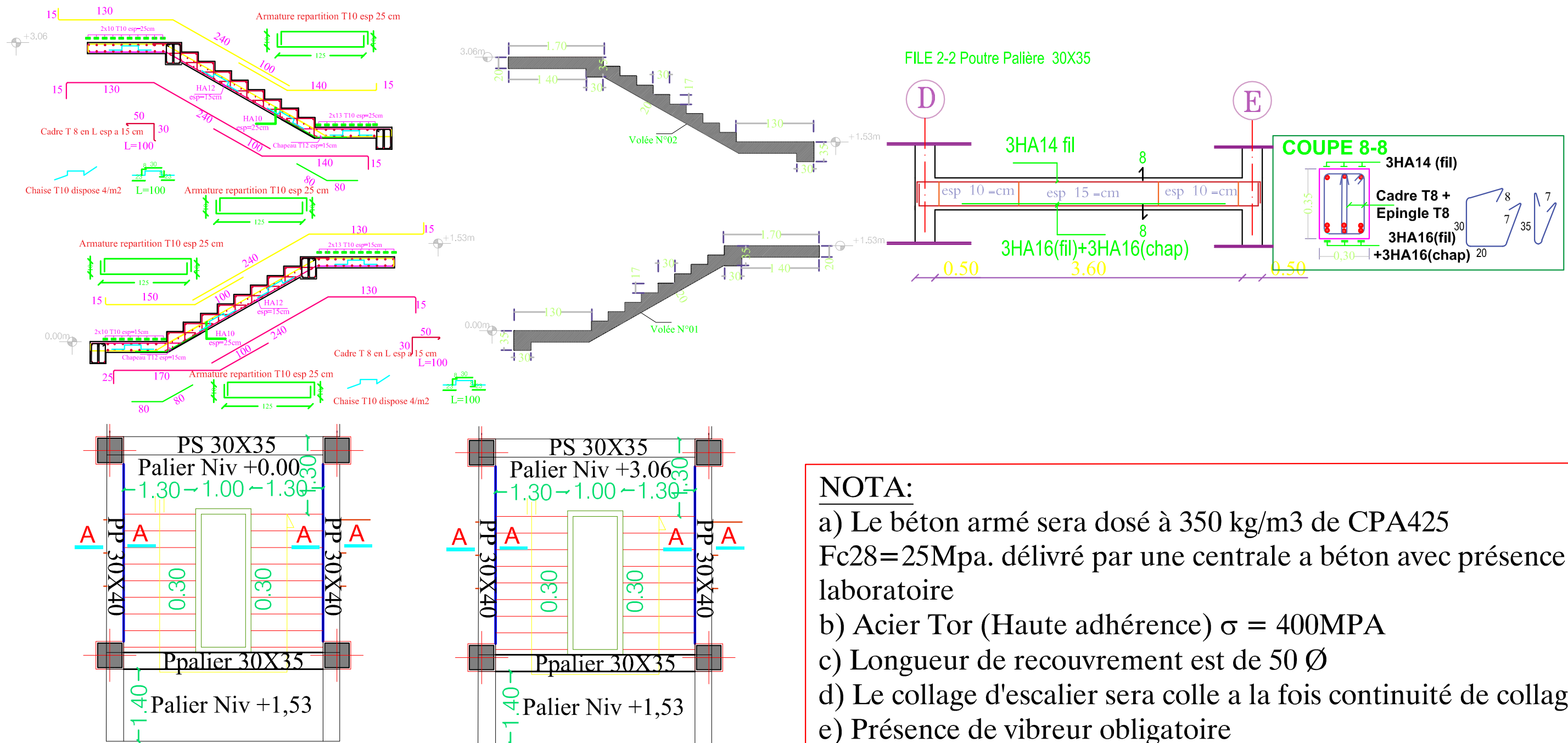
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

Titre :
Plan de ferrailage fondation radier 30 cm

Plan N°: 12

Echelle : 1 / 25

Promotion : 23 - 24



NOTA:

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA425
F_{c28}=25Mpa. délivré par une centrale a béton avec présence de laboratoire
- b) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- c) Longueur de recouvrement est de 50 \varnothing
- d) Le collage d'escalier sera colle a la fois continuité de collage
- e) Présence de vibreur obligatoire

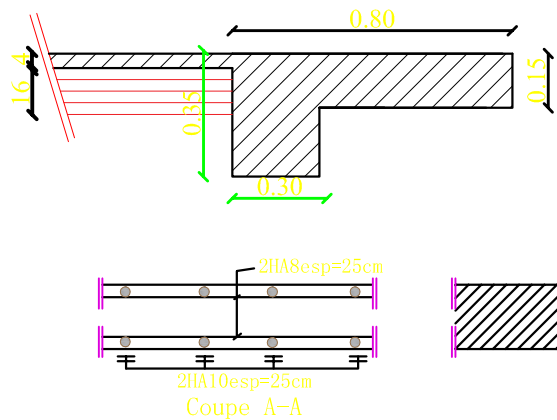
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

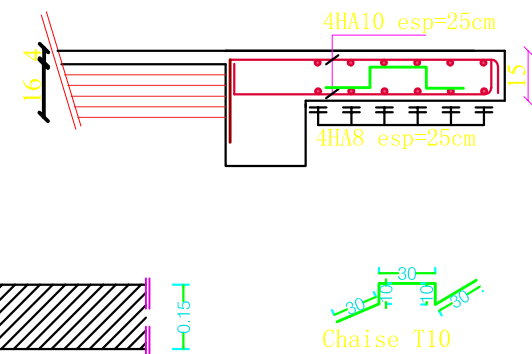
Titre :
Plan de ferrailage d'escalier et poutre palier

Plan N°: 07
Echelle : 1 / 25
Promotion : 23 - 24

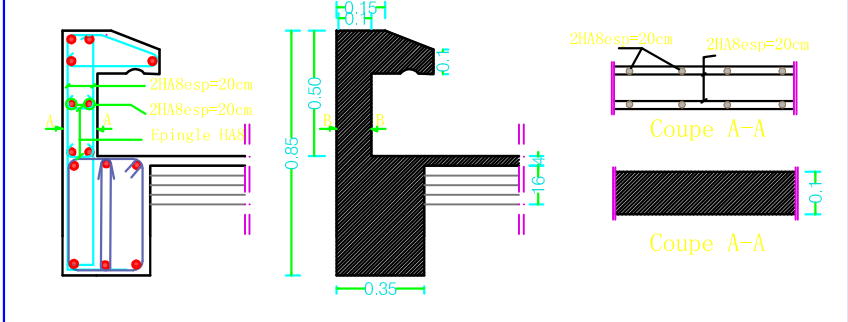
Coupe E-E: coffrage DP15



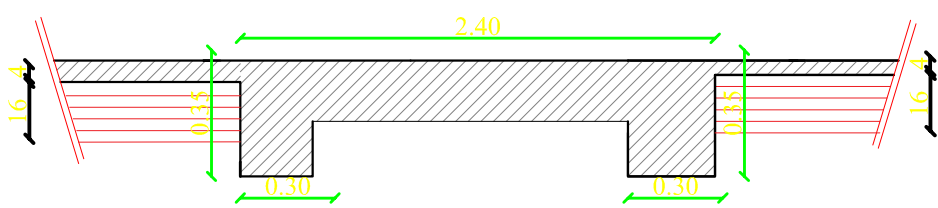
Coupe E-E: ferrailage DP15



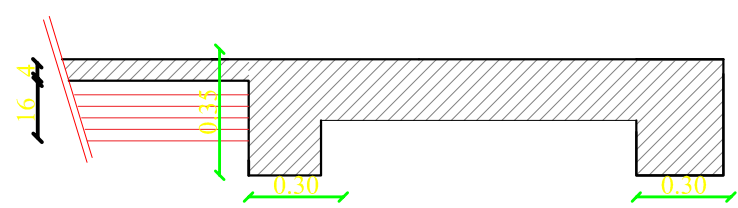
Coffrage et ferrailage de l'acrotère



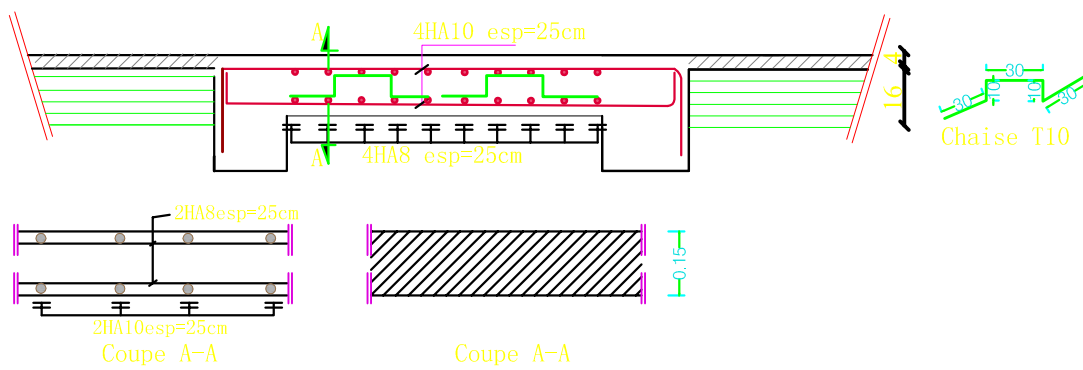
Coupe H-H: coffrage DP15



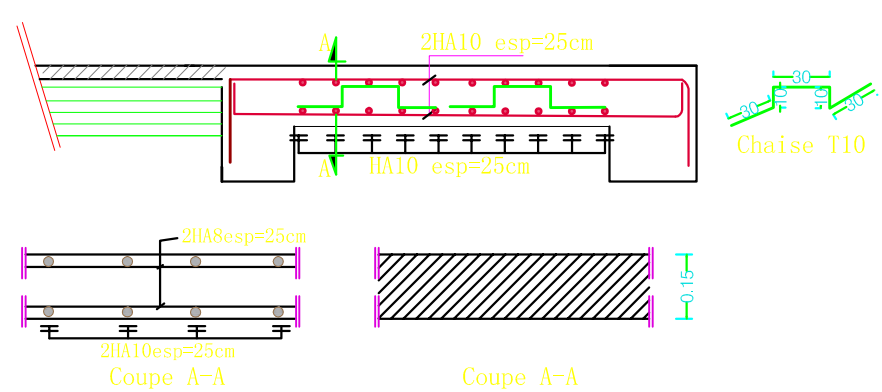
Coupe G-G: coffrage DP15



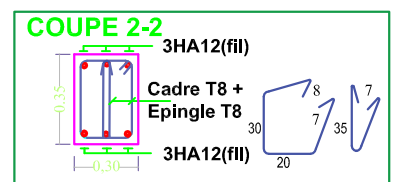
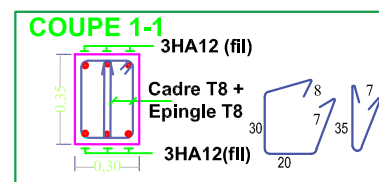
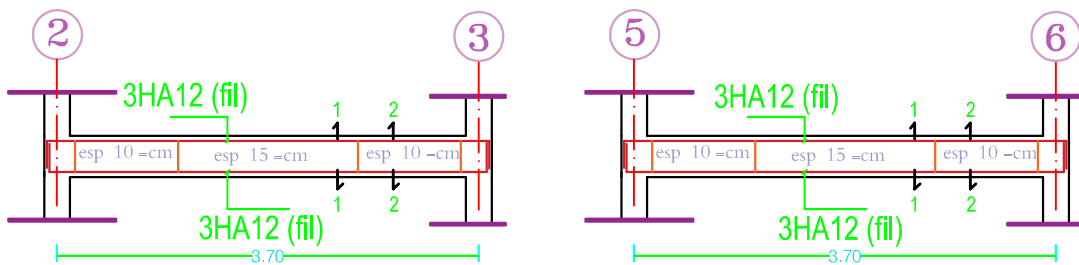
Coupe H-H: Ferrailage DP15



Coupe G-G: Ferrailage DP15



Ferrailage Poutre Chainage 30X35



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

ENCADRE PAR
Mme HERMINE
Dirige :
MESSAOUDENE Melissa
ACHILI Sarah

Titre :
Plan de ferrailage dalle pleine+acrotère+
poutre chaînage

Plan N°: 07
Echelle : 1 / 25
Promotion : 23 - 24