

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme

MASTER en Génie Civil

Option

Constructions civiles et industrielles

THEME

**Etude d'un bâtiment R+7+1 E-sol à usage d'habitation et commercial
Contreventé par voiles modélisé avec le logiciel ETABS.**



Réalisé par :

- Mlle BOUAZIZ Rania
- Mlle AIT SAADI Sarah

Dirigé par :

Mr. LOUZAI

PROMOTION 2019/2020

Remerciement

Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.

Nous tenons à remercier particulièrement nos familles pour leurs attentions et encouragements tout au long de ces années, pour leur soutien et leur confiance indéfectible dans nos choix,

Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long de cursus.

On désire aussi remercier notre promoteur Mr Louzai pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons à remercier également les membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail.

Merci

DÉDICACES

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :

- *A mon cher père pour son aide et son soutien tout au long de mes études, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de lui donner au moins le minimum car quoique je face j'arriverai jamais à lui rendre tout.*
- *A Ma très chère mère à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez.*
 - *A mes chères frère Abdellah et Hocine.*
 - *A ma petite sœur Malak.*
 - *A mon chère homme Azeddine.*
- *A ma grande mère et à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants chaque un par son nom.*
 - *A ma chère binôme Sarah et sa famille.*
 - *A tous mes amis(es).*
- *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*
 - *Adel et Lilia qui ont contribué à ce travail.*

RANIA BOUAZIZ

Dédicaces

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :

- *À mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*
- *À mes chères sœurs SALMA et NAFISSA pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*
- *À mes chers frères SOHEIB et OUSSAMA pour leur appui et leur encouragement.*
- *À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*
- *À ma binôme et chère amie Rania et sa famille.*
- *À tous mes amis(es), et toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

SARAH



Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.2.1. Description architecturale.....	2
I.2.2. Données géotechniques du site.....	3
I.2.3. Elément constructifs de l’ouvrage.....	3
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	4
I.3.1. Le béton.....	4
I.3.2. l’acier.....	8
I.4. Règlements et normes utilisés.....	10
I.5. Conclusion.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré-dimensionnement des éléments.....	11
II.2.1. Les planchers.....	11
II.2.2. Les poutres.....	13
II.2.3. Les Voile.....	15
II.2.4. Les poteaux.....	16
II.3. Détermination des charges et surcharge.....	17
II.4. Vérifications au flambement.....	25
II.5. Conclusion.....	26

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux :

III.1. L’acrotère.....	27
III.1.1. Introduction.....	27
III.1.2. Définition de l’acrotère.....	27
III.1.3. Conclusion.....	34

III.2 Plancher	35
III.2.1. Introduction	35
III.2.2. Détermination des dimensions de la section en Té	35
III.2.3. Calcul de la dalle de compression	36
III.2.4. Calcul des poutrelles.....	36
III.2.5. Choix de la méthode de calcul	40
III.2.6. Conclusion	54
III.3. Escaliers	56
III.3.1. Introduction.....	56
III.3.2. Caractéristiques dimensionnelles.....	56
III.3.3. Pré dimensionnement de l'escalier à calculer.....	57
III.3.4. Conclusion.....	73
III.4. Calcul de la poutre palière	74
III.4.1. Introduction.....	74
III.4.2. Pré dimensionnement.....	74
III.4.2. Conclusion.....	83
III.5. La salle machine	84
III.5.1. Introduction.....	84
III.5.2. Calcul de la dalle plane de la salle machine.....	84
III.5.3. Ferrailage.	86

Chapitre IV : Modélisation

IV.1. Introduction.....	91
IV.2. Description du logiciel ETABS.....	91
IV.3. Objectif de l'étude dynamique.....	91
IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS.....	92
IV.5. Etapes de Modélisation.....	92
IV.5.1. Choix de la méthode de calcul.....	93
IV.5.2. Principe de la méthode.....	93
IV.6. La modélisation.....	94
IV.6.1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser.....	94
IV.6.2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.	97
IV.6.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	98
IV.6.4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).....	101
IV.6.5. Introduction des combinaisons d'actions.....	103

Chapitre V : Vérification RPA.

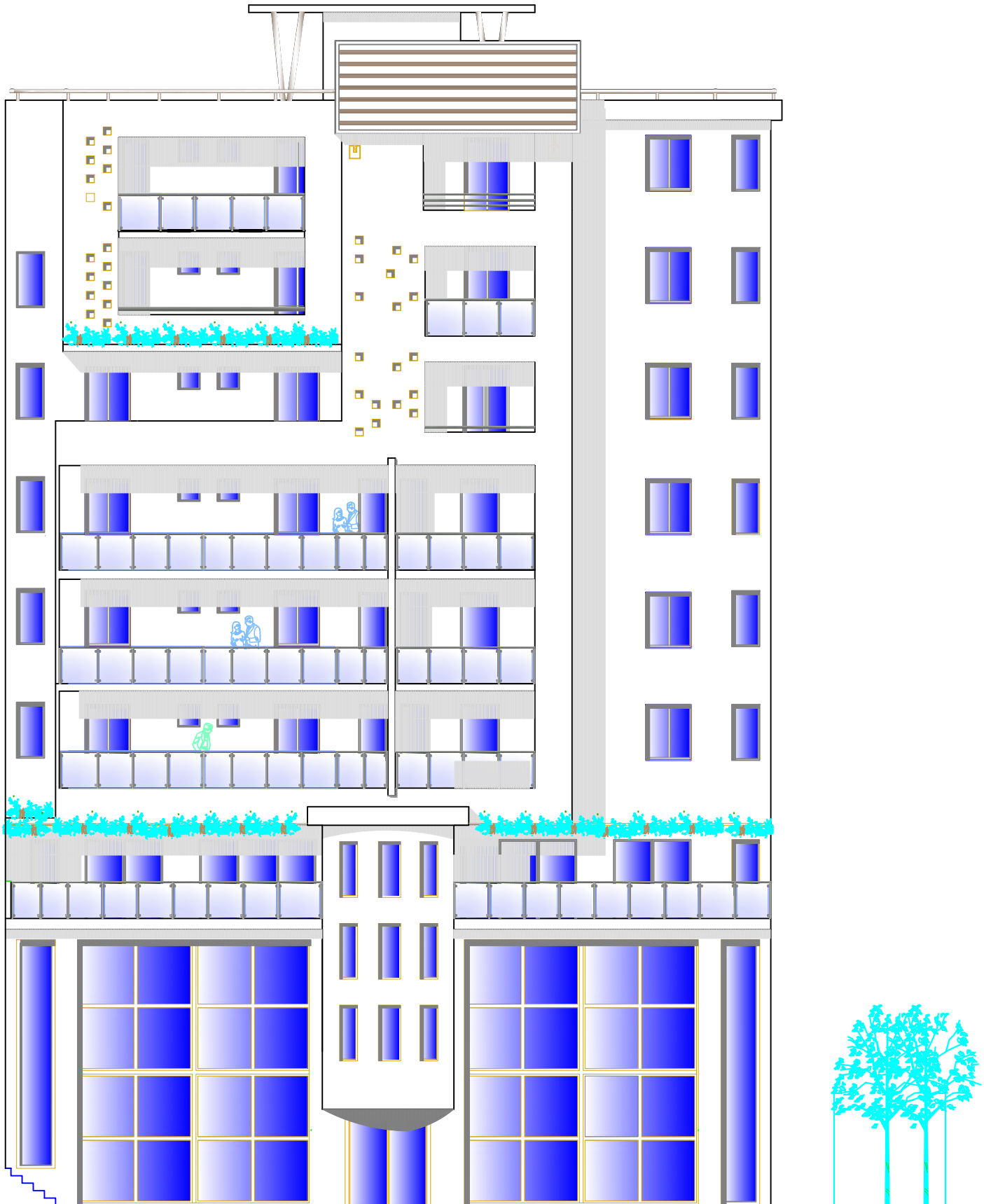
V.1.	Introduction	111
V.2.	Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)	111
V.3.	Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)	111
V.4.	Vérification RPA.....	112
V.4.1.	Vérification de la période empirique T	112
V.4.2.	Vérification de l'excentricité	114
V.4.3.	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	115
V.4.4.	Justification du système de contreventement	116
V.4.5.	Vérification de l'effort tranchant à la base	119
V.4.6.	Vérification des déplacements	123
V.4.7.	Vérification de l'effet P- Δ	125
V.4.8.	Spécification pour les poteaux	126
V.5.	Conclusion	127

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.1.	Ferrailage des poteaux	128
VI.1.1.	Introduction	128
VI.1.2.	Recommandation du RPA 2003.	129
VI.1.3.	Calcul du ferrailage à L'ELU.....	131
VI.1.4.	Vérification à L'ELS.....	142
VI.2.	Ferrailage des poutres	147
VI.2.1.	Introduction.....	147
VI.2.2.	Recommandations du RPA version 2003.....	147
VI.2.3.	Ferrailage des poutres.....	150
VI.2.4.	Vérifications à l'ELU.....	153
VI.2.5.	Vérifications à L'ELS.....	156
VI.3.	Ferrailage des voiles.....	159
VI.3.1.	Introduction	159
VI.3.2.	Ferrailage des voiles	159
VI.3.3.	Vérification à L'ELS.....	164
VI.3.4.	Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA)..	164
VI. 3.5.	Exemple de calcul	168

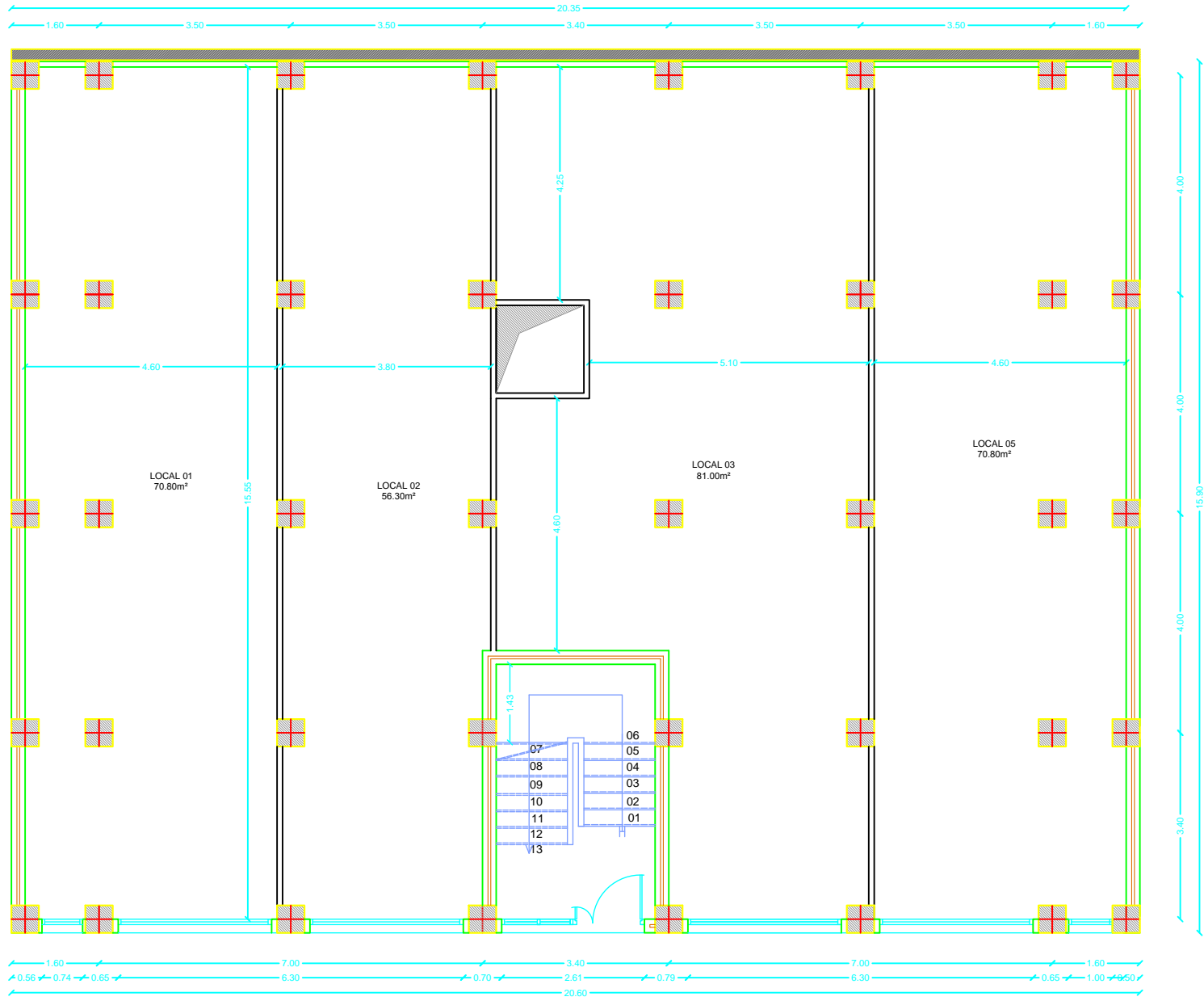
VII.	Etude de l'infrastructure	
VII.1.	Introduction	178
VII.2.	Etude géotechnique du sol	178
VII.3.	Choix du type de fondation.....	178
	VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux.....	178
	VII.3.2. Semelles filantes.....	179
VII.4.	Etude du radier général.....	182
	VII.4.1. Pré-dimensionnement du radier.....	182
	VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire du radier.....	185
	VII.4.3. Calcul des sollicitations à la base du radier.....	186
	VII.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	187
	VII.4.5. Vérification de la stabilité de radier	187
	VII.4.6. Ferrailage du radier.....	191
	VII.4.7. Vérification à l'ELU.....	197
	VII.4.8. Vérification à l'ELS	198
	VII.4.9. Ferrailage des débords	199
	VII.4.10. Ferrailage de la nervure	200
	Conclusion générale	218


Bibliographie



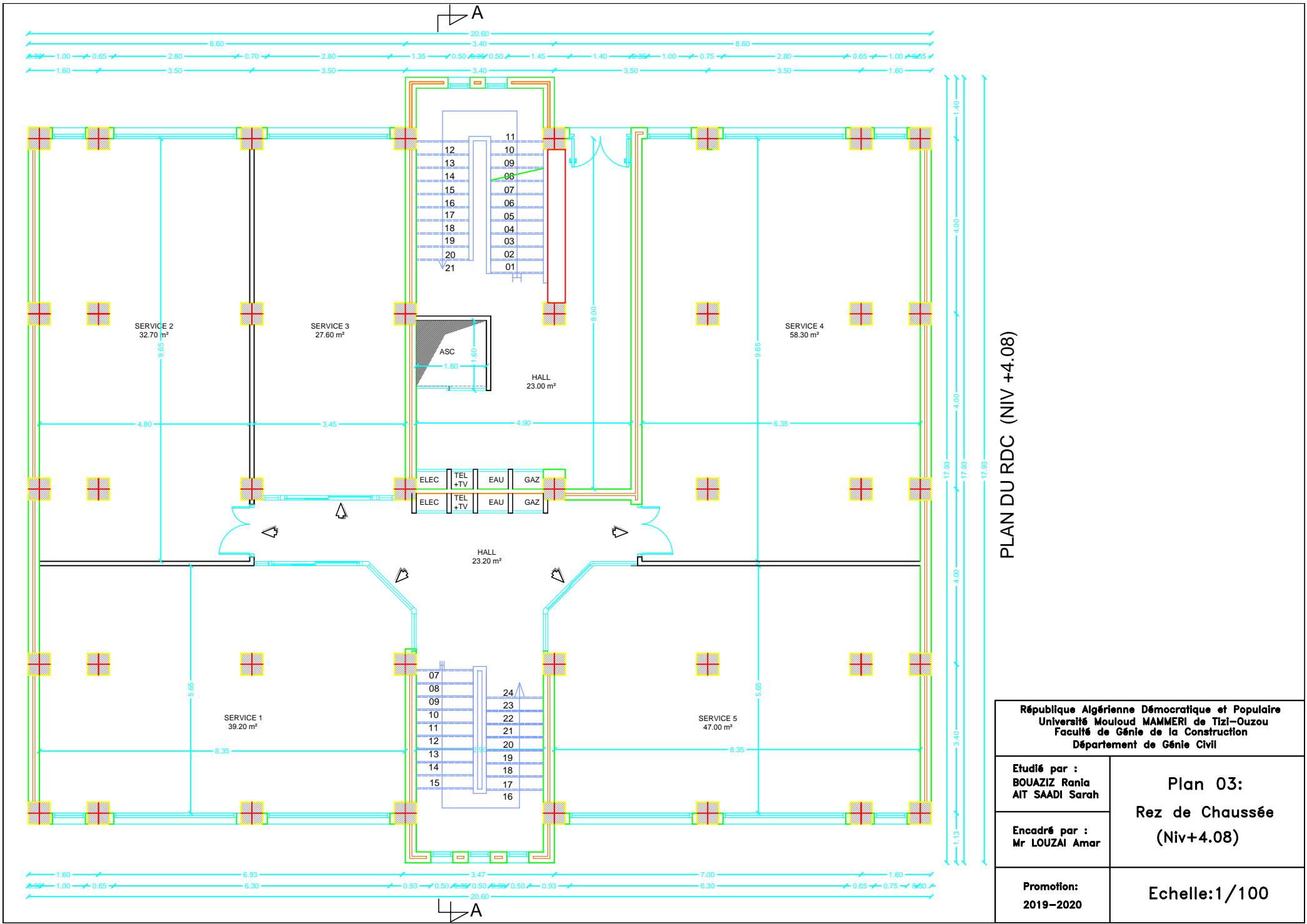
FACADE PRINCIPALE

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 01: Façade Principale
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



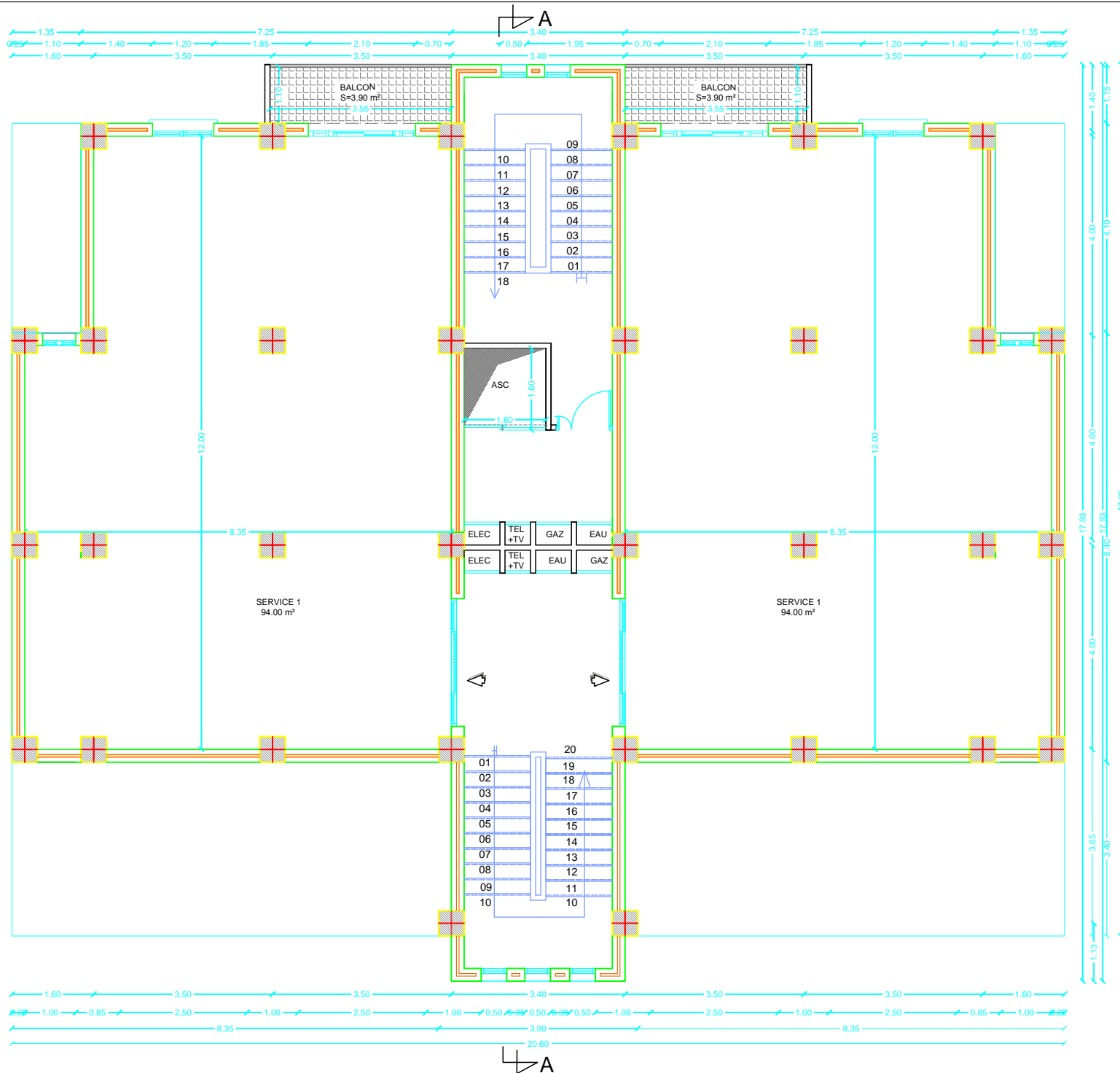

 ENTRE-SOL (NIV ±0.00)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 02: Entre-Sol (Niv ±0.00)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



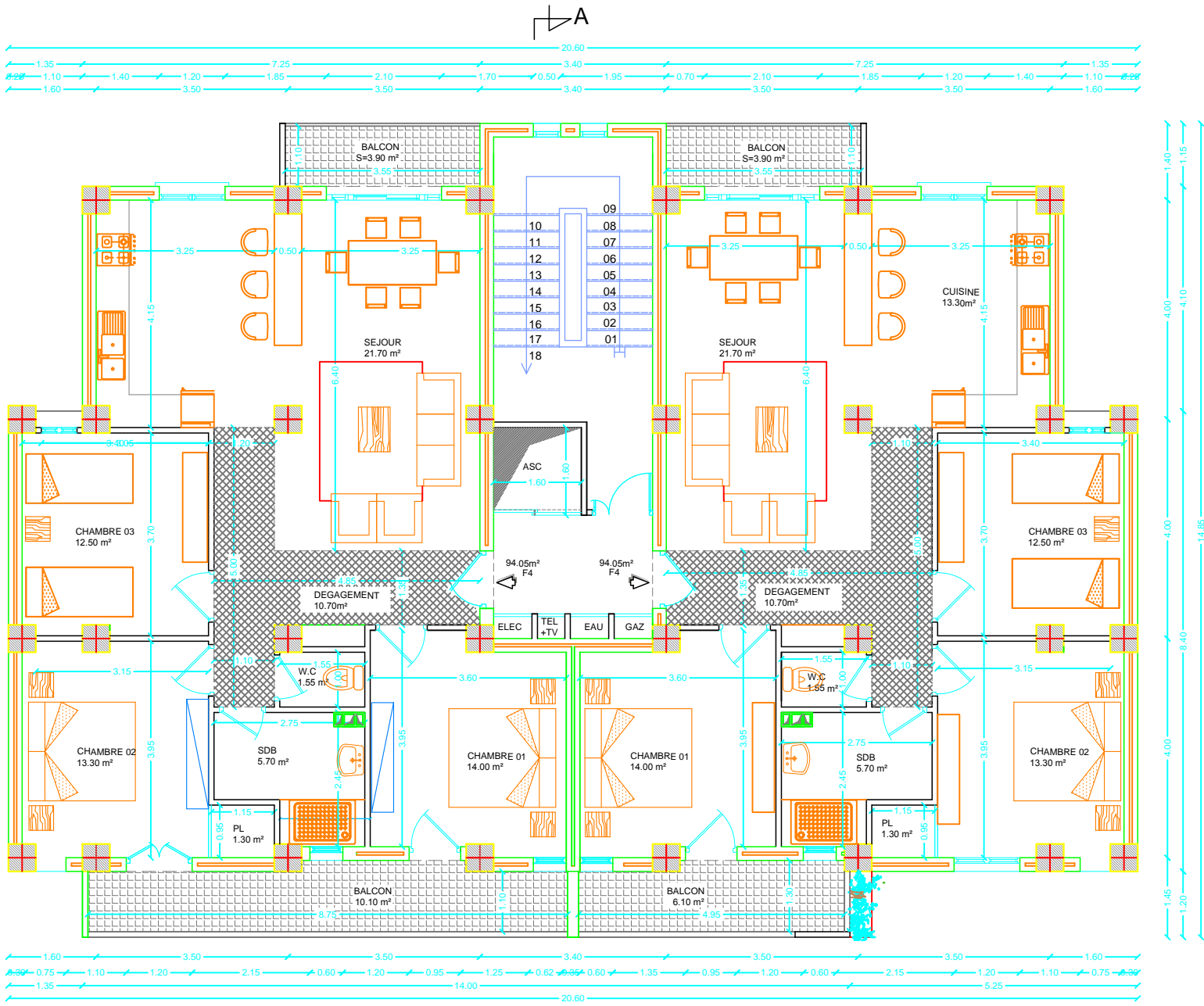
PLAN DU RDC (NIV +4.08)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 03: Rez de Chaussée (Niv+4.08)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100



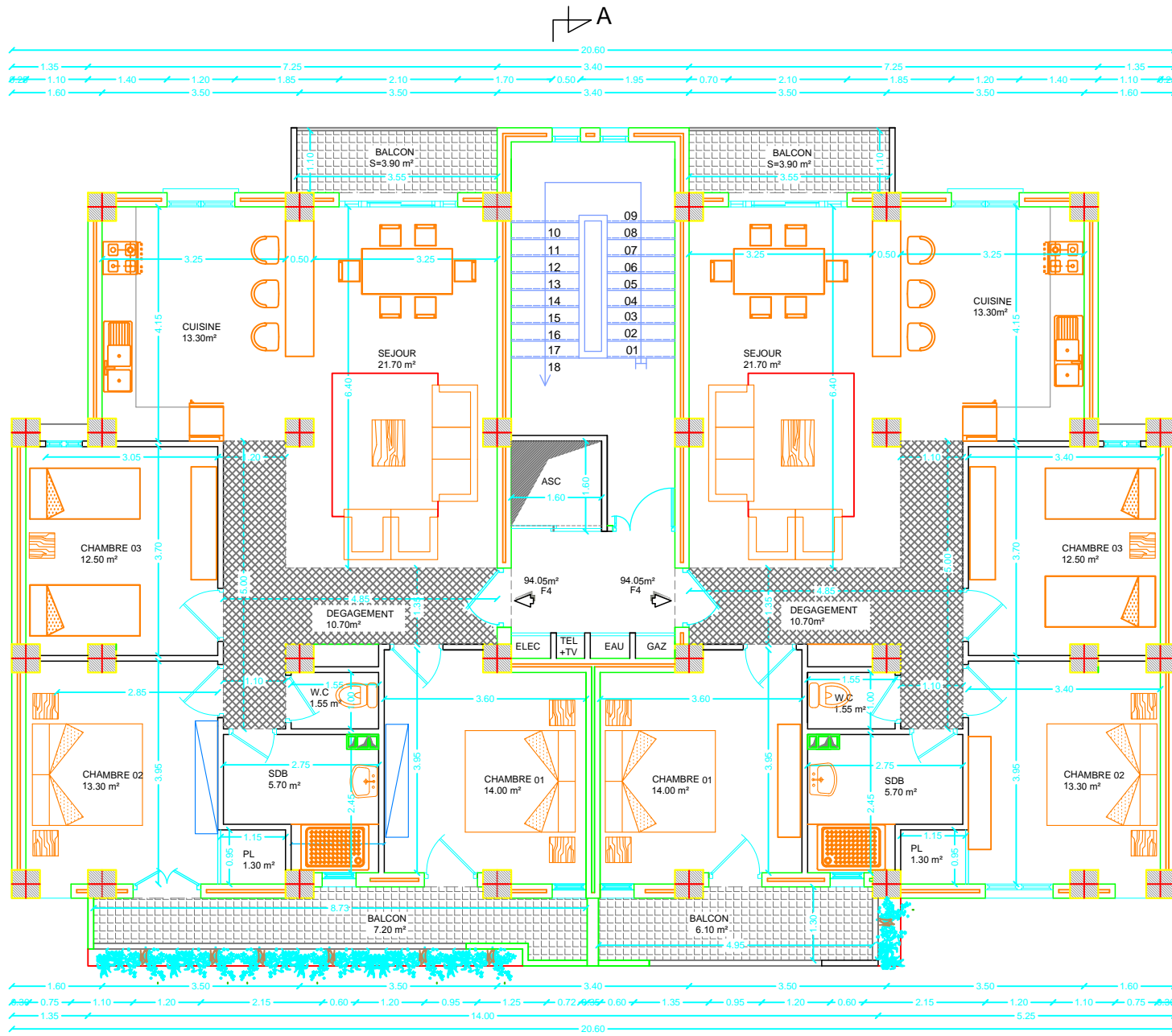
PLAN DETAGE: 1 (NIV + 7.48)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 04: Étage 1 (Niv +7.48)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



PLAN DES ETAGES: 2,3,4,5 (NIV + 10.54 , +13.60 , +16.66, 19.72)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 05: Étage 2,3,4,5 (NIV +10.54,+13.60, +16.66,19.72)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100

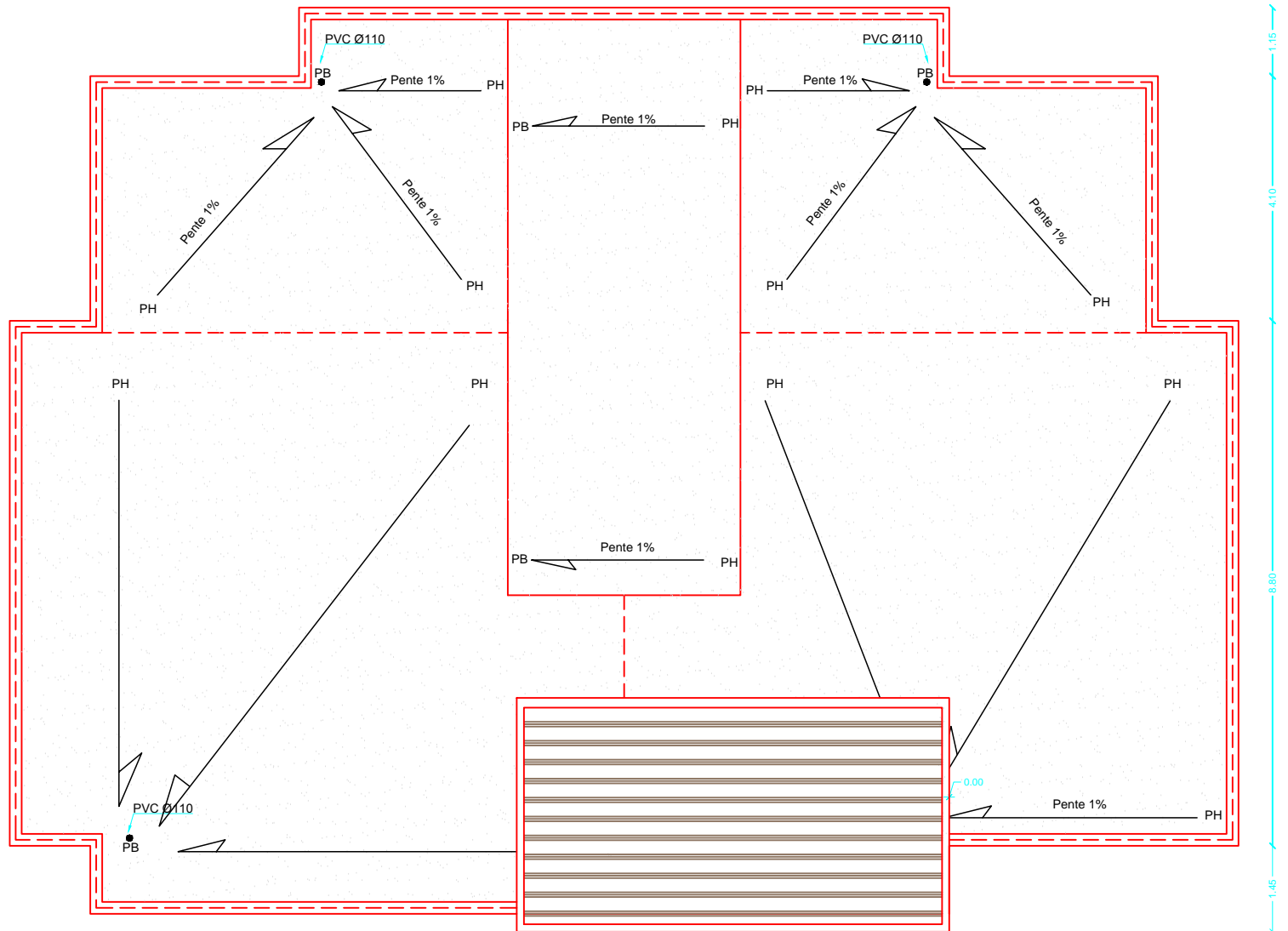


PLAN DES ETAGES: 6,7 (NIV + 22.78 , +25.84)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 06: Etage 6,7 (NIV +22.78,+25.84)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100



1.35 3.50 10.90 3.50 1.35



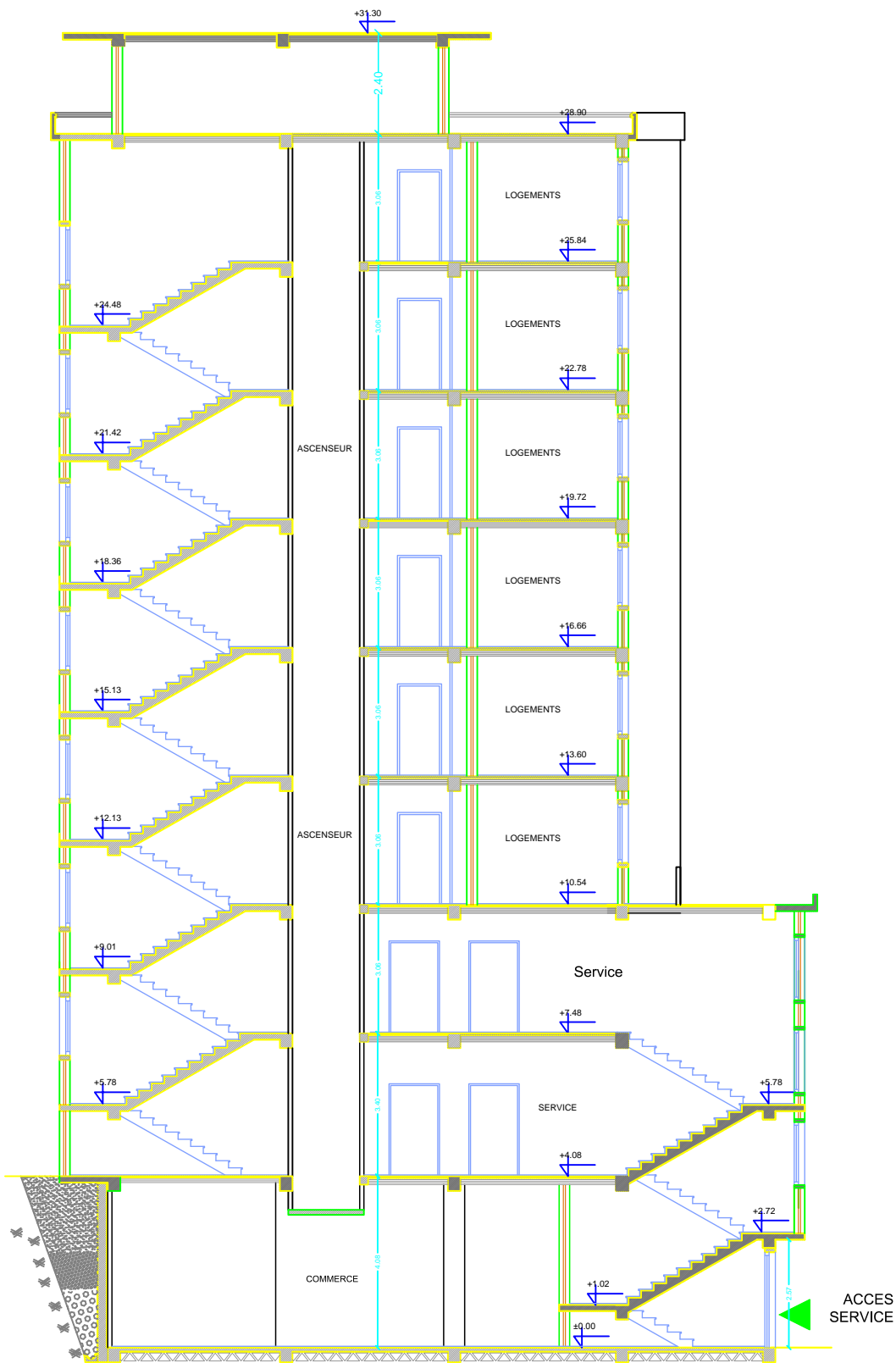
1.15
4.10
15.50
8.80
1.45

1.35 7.15 20.60 7.25 4.85



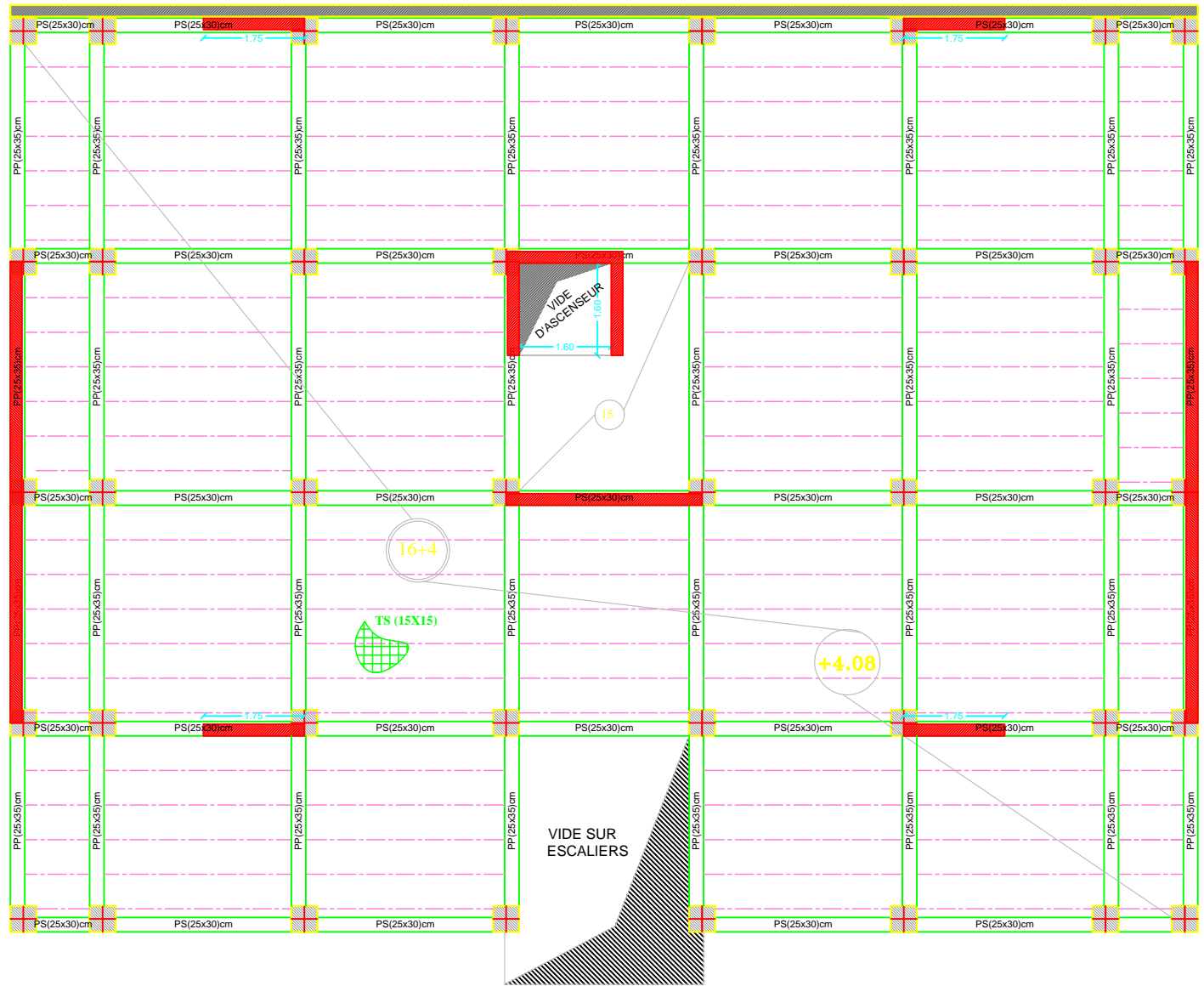
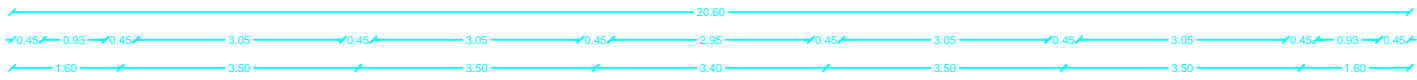
PLAN DE TOITURE

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 07: Toiture (Niv +28.90)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100



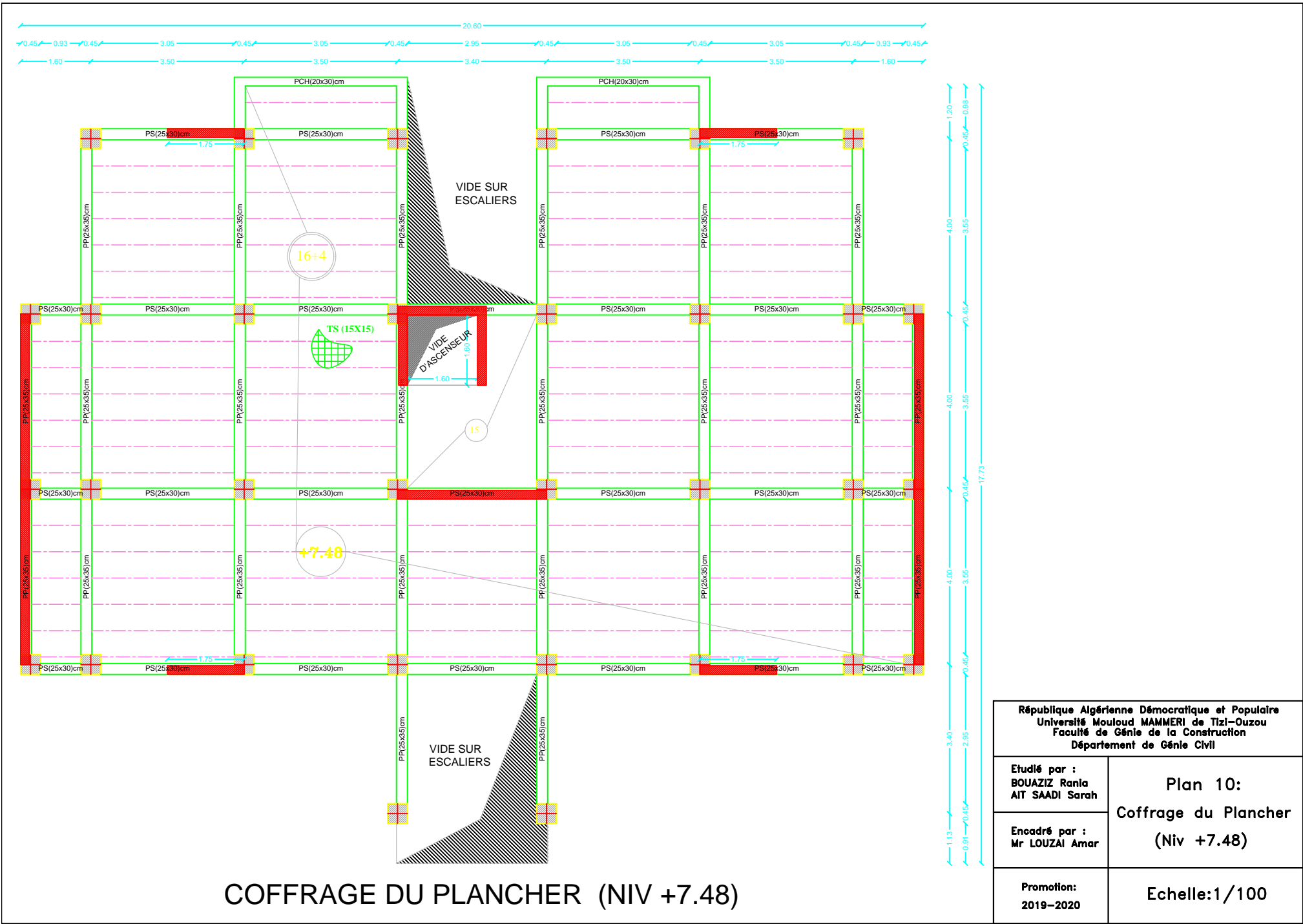
COUPE A-A

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 08: Coupe A-A
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



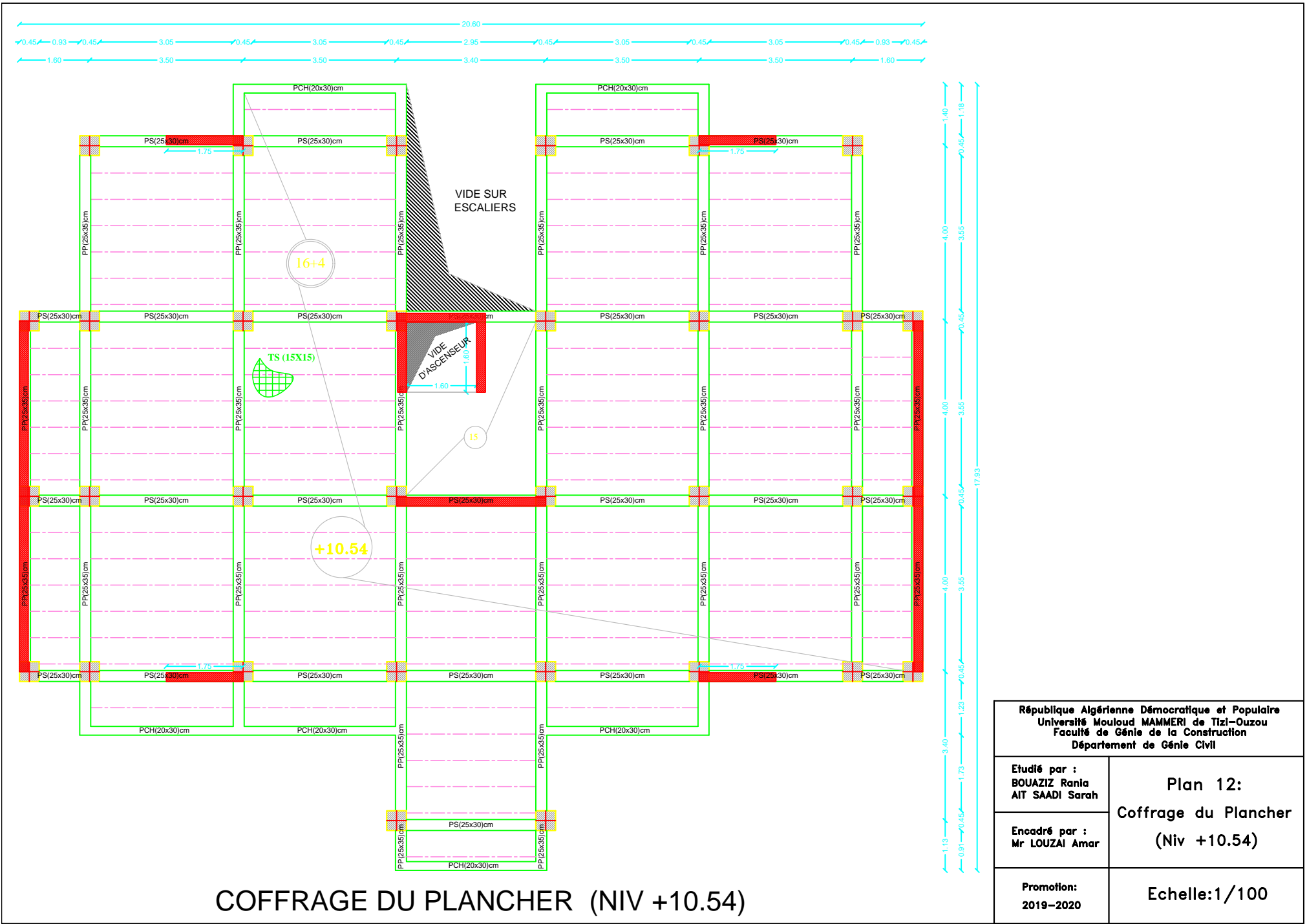
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +4.08)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 09: Coffrage du Plancher (Niv +4.08)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



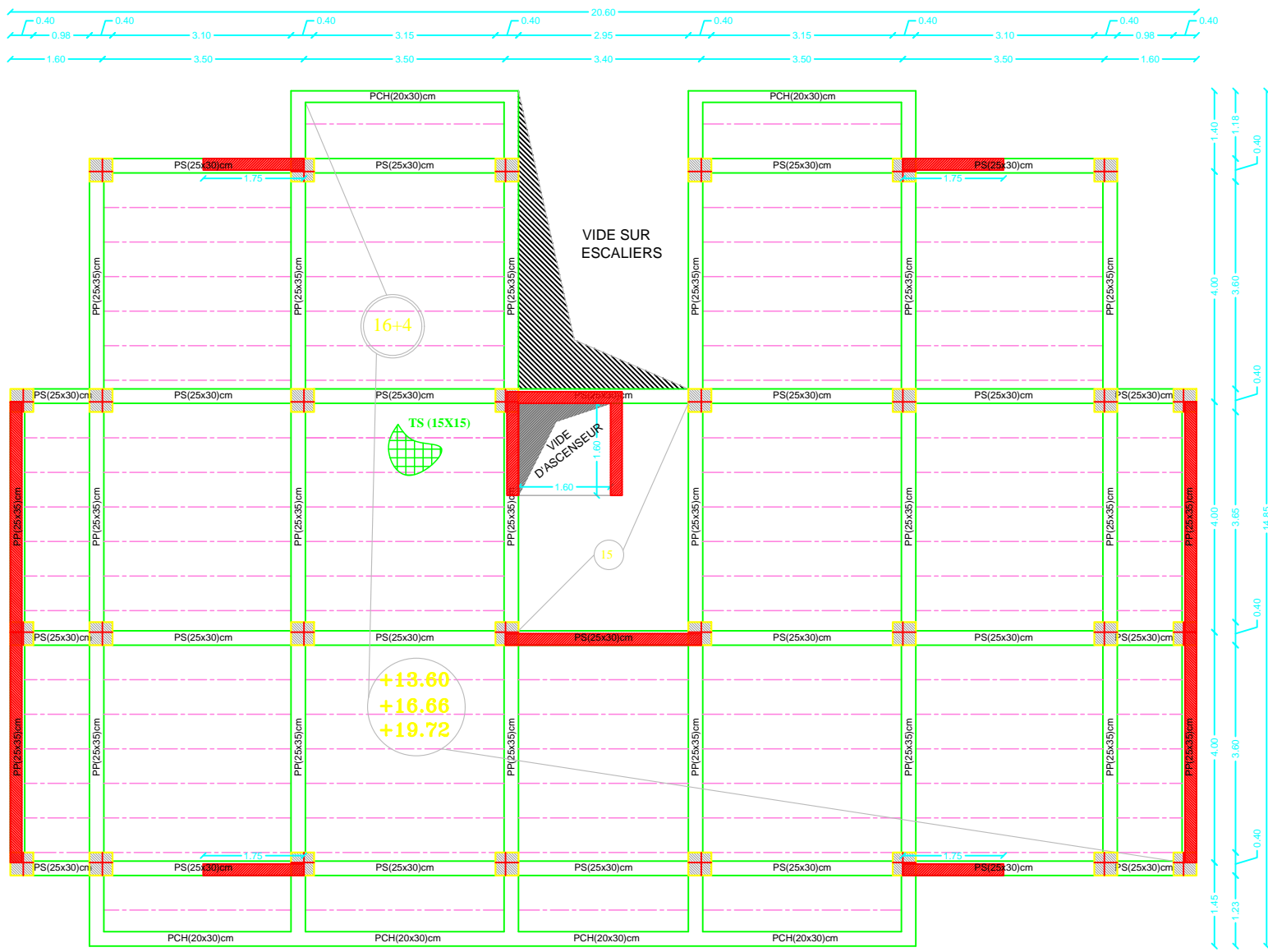
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +7.48)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 10: Coffrage du Plancher (Niv +7.48)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



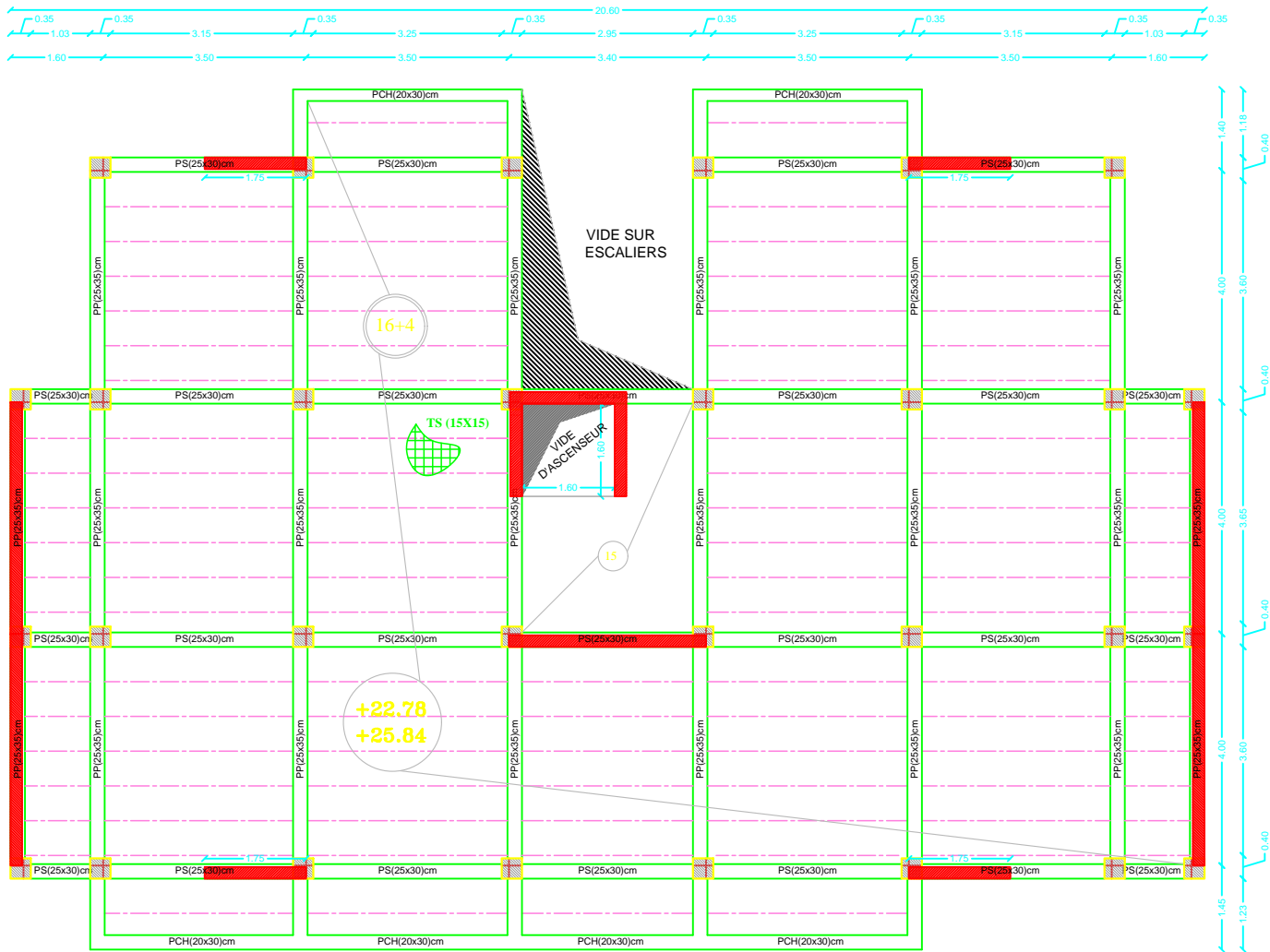
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +10.54)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 12: Coffrage du Plancher (Niv +10.54)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle: 1/100



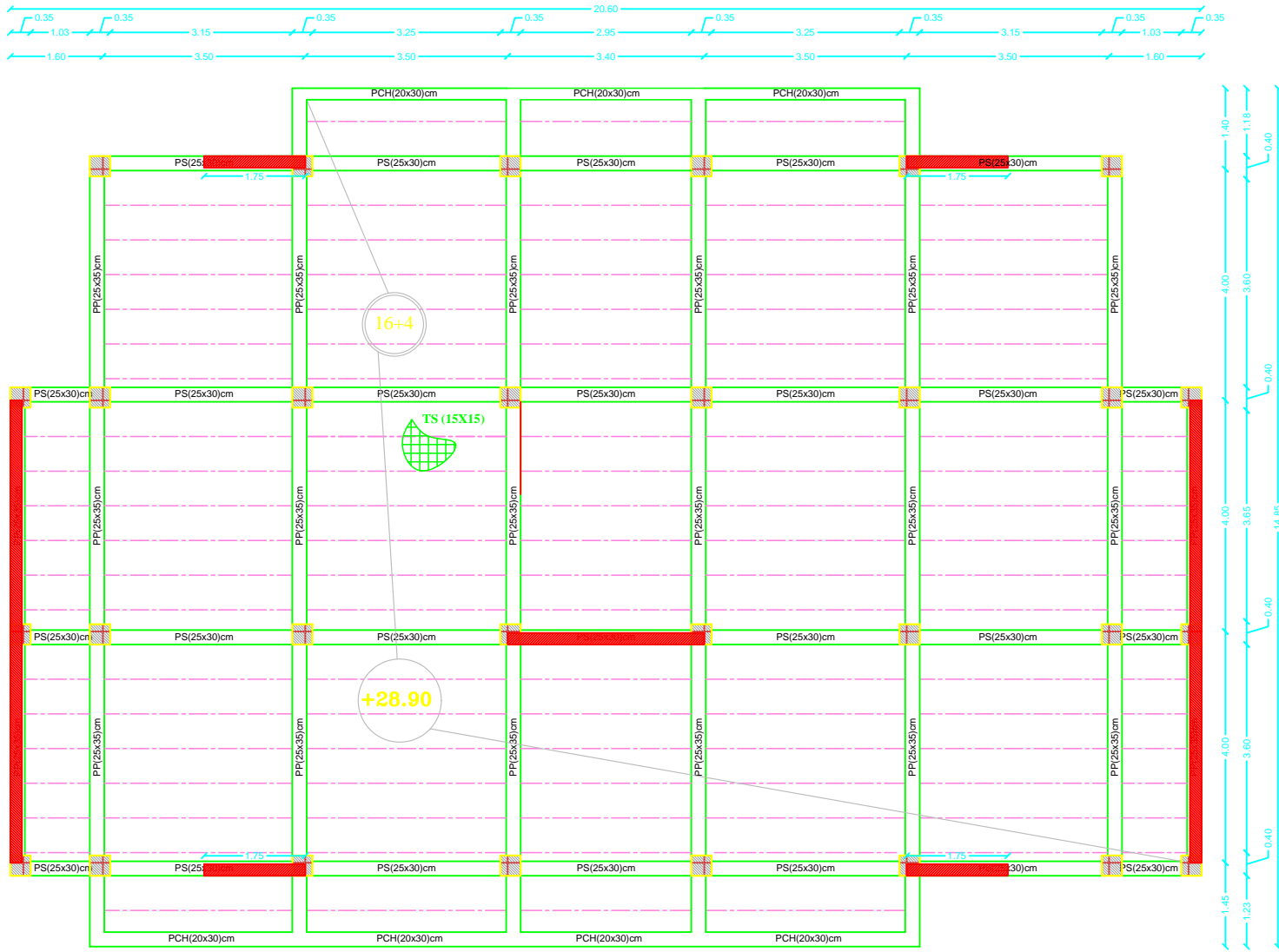
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +13.60 , +16.66, 19.72)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 13: Coffrage du Plancher (Niv +13.60,+16.66, +19.72)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100

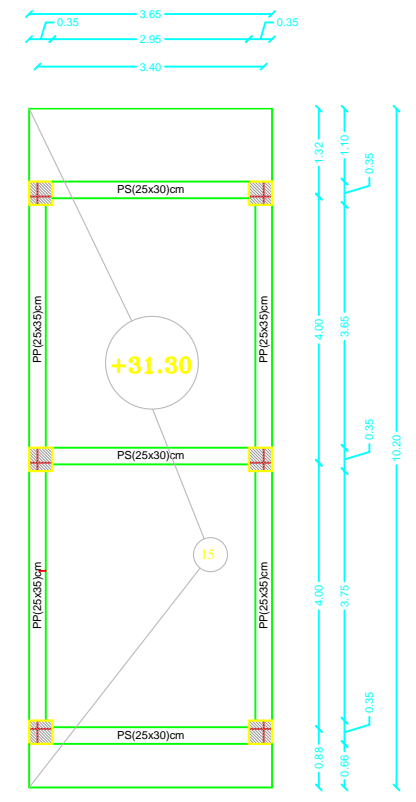


COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +22.78 , +25.84)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 14: Coffrage du Plancher (Niv +22.78,+25.84)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100



COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +28.90)



COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +31.30)

République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 15: Coffrage du Plancher (Niv +28.90,+31.30)
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/100

Introduction

Générale

Introduction Générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+7+Entres-sol, contreventé par voiles (voiles porteurs).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2. Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, Ce mémoire est constitué des parties suivantes :

- **Le premier chapitre** : qui est consacré pour les généralités.
- **Le deuxième chapitre** : pré dimensionnement des éléments structuraux.
- **Le troisième chapitre** : calcul des éléments.
- **Le quatrième chapitre** : modélisation de la structure.
- **Le cinquième chapitre** : vérification RPA.
- **Le sixième chapitre** : ferrailage des éléments.
- **Le dernier chapitre** : l'étude des fondations.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

chapitre I : Généralités

*chapitre I :
Généralités*

I.1. Introduction :

Ce chapitre consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation en respectant les règles du (BAEL91/modifié99), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99), Cette étape est indispensable pour un calcul adapté.

I.2. Présentation du projet :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7+entre sol à usage multiples (commerces et habitations).

- ✓ Entre sol à usage commercial.
- ✓ RDC et première étage à usage bureautique.
- ✓ 6 étages à usage d'habitation.
- ✓ une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant implanter à **DRAA BEN KHEDDA** wilaya de **TIZI OUZOU** classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone II^a) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B.

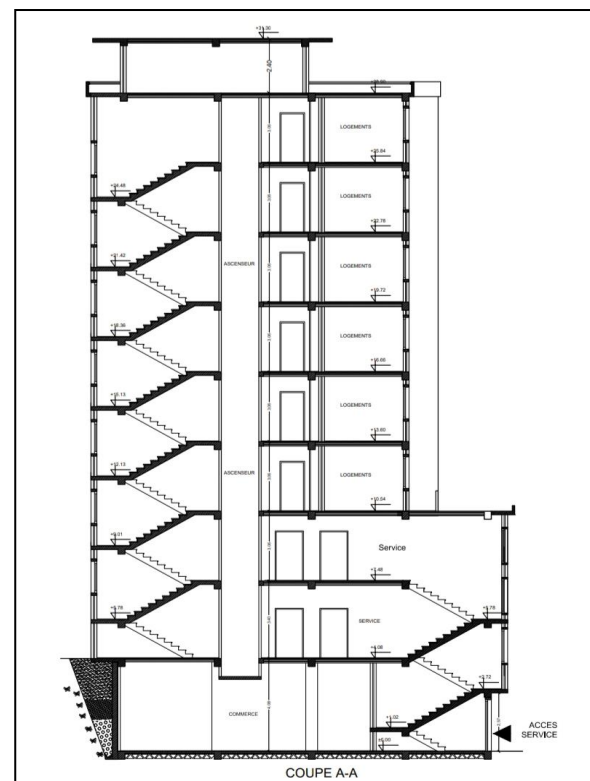
I.2.1. Description architecturale :

▪ En plan :

- Longueur totale : $L = 20.30\text{m}$
- Largeur totale : $l = 15.40\text{m}$

▪ En élévation :

- Hauteur totale : $H_t = 31.30\text{ m}$
- Hauteur de l'étage courant : $H = 3.06\text{m}$
- Hauteur du RDC : $H_{rdc} = 3.4\text{ m}$
- Hauteur du Entre Sol $H_{es} = 4.08\text{m}$



I.2.2. Données géotechniques du site :

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LMBTP (Laboratoire matériaux bâtiment travaux publics), situé à TIZI OUZOU.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
- Zone moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble « S3 ».
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=4.76\text{bars}$.

I.2.3. Elément constructifs de l'ouvrage :

▪ ossature et contreventement :

Le bâtiment est en ossature mixte composé de portique (poteau et poutres) contreventé par un ensemble de voiles car la hauteur du bâtiment est 31.30m qui est supérieure à 14 m selon (RPA 99 ART 4b).

▪ planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Les différentes fonctions d'un plancher sont les suivantes :

- Fonctions porteuses : stabilité, résistance mécanique,
- durabilité...
- Fonctions d'isolation : acoustique et thermique.
- Fonction de protection : effraction, feu.
- Fonction technique : facilité de mise en œuvre,...etc.

Dans notre projet on a opté pour des planchers en corps creux.

▪ Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ce dernier est constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

▪ Maçonnerie :

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment,...etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; a simple et double cloisons.

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements :** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

- **Système de coffrage :** nous avons deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

- **Fondation :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol .pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier générale ou des semelles sur pieux.

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

I.3. Caractéristiques des matériaux :

Pour la conception de notre ouvrage ; deux matériaux sont essentiels à utiliser, le béton et l'acier.

I.3.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,...) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 modifiée 2003 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importantes du béton frais et du béton durci.

Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes (sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance).

a- Résistance caractéristique du béton

- Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dites : Valeur caractéristique requise notée « f_{c28} ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

➤ Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa

➤ Béton de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPa

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance atteigne 40 MPa au plus

- Lorsque $j \geq 60$ jours on utilise la relation suivante :

$$f_{cj} = \begin{cases} 1.1 \times f_{c28} \\ 1.1 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est éventuellement donné par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.06f_{cj} + 0.6 \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003})$$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si} : \quad f_{cj} > 60 \text{ MPa} \quad (\text{annexe F})$$

Dans le cas de notre projet : $f_{c28} = 25$ MPa et $f_{t28} = 2.1$

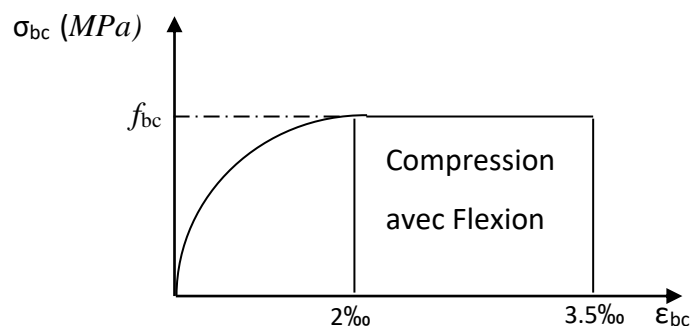


Figure. I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.

En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (Partie parabolique du graph) on utilise la loi de Hooke dans ce cas :

En compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

$2‰ < \varepsilon < 3.5 ‰$ avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ Avec :

- 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - $\gamma_b = 1.15$ \longrightarrow situation accidentelle.
 - $\gamma_b = 1.5$ \longrightarrow situation durable.
- $\theta = 1$ \longrightarrow pour une durée probable d'application de la combinaison d'action inférieure à 24 H.
- $\theta = 0.9$ \longrightarrow pour une durée probable d'application comprise entre 1H et 24H.
- $\theta = 0.85$ \longrightarrow pour une durée probable d'application inférieure à 1H.

b- Les états limites (B.A.E.L 91 modifiée 2003)

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Ils se classent en deux catégories :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme.

La contrainte limite de compression a l'Elu :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/ modifié 99, Art. A.4.3.41})$$

- la contrainte limite ultime de cisaillement : la contrainte tangentielle du béton est définie par

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec :}$$

- V_u : l'effort tranchant à l'Elu
- b_0 : largeur de l'âme
- $d=0.9h$: position des aciers tendues elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration.

- cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right]$

- cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right]$

❖ Etat limite de service (ELS) :

C'est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ✓ L'état limite de service vis à vis de la compression de béton (éclatement)
- ✓ L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- ✓ L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2)

Pour le cas de notre projet la contrainte limite est de : 15 MPa

À l'état limite de service le béton est en phase plastique d'où le diagramme est le suivant :

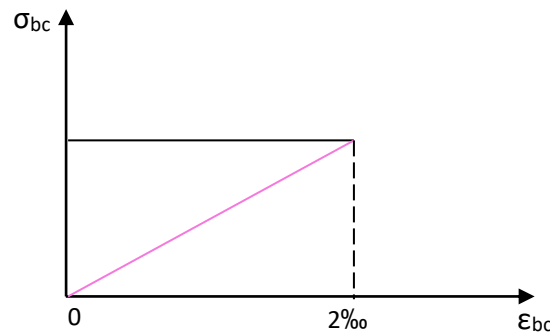


Figure I.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

- Module de déformation longitudinale du béton (module D'élasticité)

Ce module est connu sous le nom de <module de Young ou module de déformation longitudinale qu'on peut définir sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée d'application d'après le (BAEL91) il existe deux module de déformation longitudinal :

- Module de déformation longitudinal du béton à court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21})$$

$$\text{Pour : } f_{c28}=25\text{Mpa} \quad E_{i28}=32164,20 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinal du béton à long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, il permet de calculer la résistance

finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/ modifié, Art A-2.1, 22}).$$

Pour: $f_{cj}=25\text{Mpa}$ on a $E_{vj}=10818, 86 \text{ MPa}$

- Coefficient de poisson (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement relatif de déformation longitudinal : $U = \Delta d$

$$U = 0 \longrightarrow \text{A l'ELU (pour le calcul des sollicitations).}$$

$$U = 0.2 \longrightarrow \text{A l'ELS (pour le calcul des déformations).}$$

I.3.2. l'acier :

a. définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

Les treillis soudés (TR): Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA): Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5.

b. contrainte calcul aux états limites

❖ Etat limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad (\text{BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2})$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = f_e / \sigma_s \times E_s \quad \text{et} \quad \sigma_s : \text{contrainte admissible d'élasticité de l'acier}$$

$$\sigma_s = E_s / \gamma_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\text{Tell que : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad (\text{situation accidentelle}) \text{ avec : } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité.} \\ \gamma_s = 1.5 \quad (\text{situation durable}). \\ \varepsilon_s : \text{allongement relative.} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ unité.} \end{array} \right.$$

Pour le cas de notre projet on utilise $f_e=400 \text{ Mpa}$ avec : f_e : contrainte limite d'élasticité

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ MPa : } \begin{cases} \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef. De scellement $[\psi]$
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.5
			500	550	12	
Acier en Treillis	Treillis soudé TL.520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1

Tableau I.1 : valeurs des contraintes admissibles de l'acier.

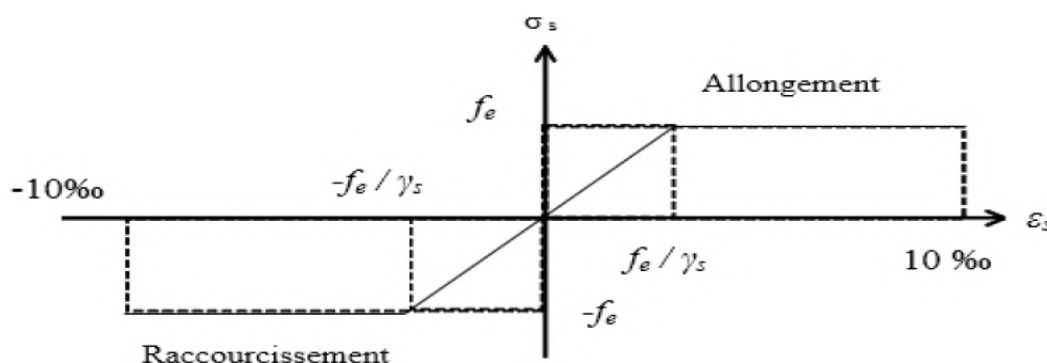


Figure I.3 : diagramme de contrainte déformation de l'acier.

❖ Etat limite de service (ELS) :

La valeur de σ_s est donné en fonction de type de fissuration ; il est nécessaire de réduire le risque des fissures et limiter l'ouverture de ces dernières on considère trois fissuration d'après le B.A.E.L 91 (modifiée 99) :

1. **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification à faire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
2. **Fissuration nuisible (préjudiciable)** : la contrainte de traction des armatures est limitée $\sigma_s \leq \min [2/3 \times f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \times 110]$.

3. **Fissuration très nuisible** : $\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \times 90]$.

Avec η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour le rond lisse.} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour les H.A.} \end{array} \right.$$

c. Protection d'armatures (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4)

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

- $c \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

I.4. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

I.5. Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction passons par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II:

Pré-dimensionnement

des éléments

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir le B.A.E.L91 modifié 99 et RPA 99 modifié 2003 et le CBA93

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments structuraux de notre bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles et les poteaux.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées, séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Dans ce projet on traite le plancher en corps creux.

➤ Plancher à corps creux :

Le plancher du corps creux est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelle : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.424})$$

L_{max} : la longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

H_t : la hauteur totale du plancher.

Selon le RPA99vs2003 on prend section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ pour les poteaux...

AN :

$$L=350-25 = 325 \quad \longrightarrow \quad H_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44$$

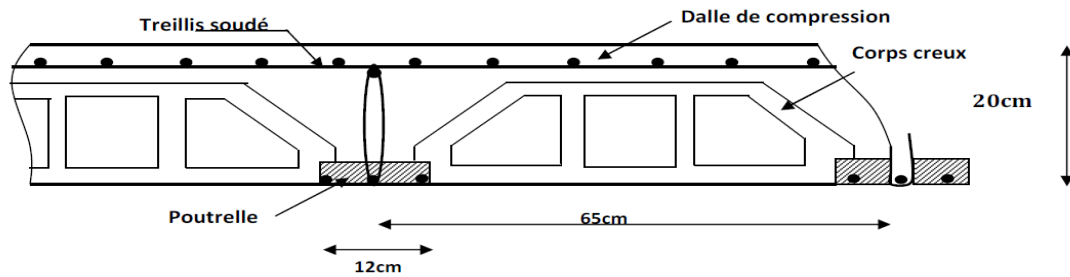


Figure. II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

On adoptera donc des planchers à corps creux avec une hauteur de 20 cm avec 16cm de corps creux et 4cm de la dalle de compression qui sera valable pour tous les étages.

➤ **Dalle pleine :**

La dalle pleine en béton armé. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitué de poutre ou de refends sa réalisation nécessite la mise en place d'un coffrage sur toutes la surface concerné

Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{l_{max}}{35} < e < \frac{l_{max}}{30}$$

$$L_{max}=400\text{cm}$$

$$\frac{400}{35} < e < \frac{400}{30}$$

$$11.42 < e < 13.33 \quad e = 14\text{cm}$$

➤ **Condition de résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu,
- $e = 17.5\text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e = 11\text{cm}$.

➤ **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93) :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique ; il est exigé une masse surfacique minimale de 350kg/m² D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On adoptera à une épaisseur de 15 cm

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une section rectangulaire permet de transmettre les charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (PP) : sont perpendiculaires aux poutrelles.
- Poutres secondaires(PS) : sont parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art 4.14})$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre nus d'appuis

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art 7.5.1})$$

a. Poutres principales (PP) :

Disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

La hauteur est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

$$\frac{375}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 37.5 \text{ cm.}$$

On prend $h_{pp} = 35 \text{ cm}$

La largeur est donnée par la formule suivante : $0.4 h \leq b_{pp} \leq 0.7h$

$$\text{AN : } 0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b_{pp} \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend $b_{pp} = 25 \text{ cm}$

b. Poutres secondaires (PS) :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres Principales.

$$\text{La hauteur est donnée par : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

AN :

$$\frac{325}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{325}{10} \quad \Rightarrow \quad 21.66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 32.5\text{cm}$$

On prend $h_{ps} = 30 \text{ cm}$

La largeur est donnée par la formule suivante : $0.4 h \leq b_{ps} \leq 0.7h$

$$\text{AN : } 0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 21\text{cm}$$

On prend $b_{ps} = 25\text{cm}$

c. Poutre de chaînage :

Les balcons de notre plan sont en corps creux dans ce cas on utilise les poutres de chaînage qui seront calculées comme étant une poutre à une inertie constante, reposant sur deux appuis.

$$\text{La hauteur est donnée par la formule suivante : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{man}}{10}$$

$$L=350-25=325\text{cm}$$

$$\text{AN: } \frac{325}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{325}{10} \quad \Rightarrow \quad 21.66 \text{ cm} \leq h_{pc} \leq 32.5\text{cm}$$

On prend $h_{pc} = 30 \text{ cm}$

La largeur est donnée par la formule suivante : $0.4 h \leq b_{pc} \leq 0.7h$

$$\text{AN : } 0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 21\text{cm}$$

On prend $b_{pc}=20\text{cm}$

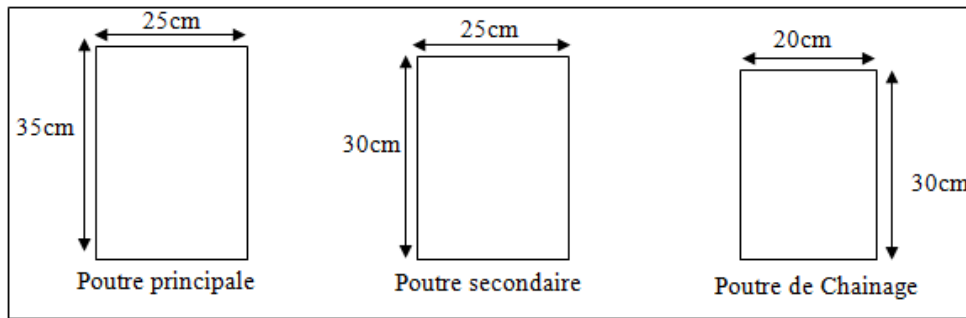


Figure II.2 : Dimensionnement des poutres.

II.2.3. Les Voiles :

Ils sont composés par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux reprennent aux plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dus aux charges horizontales.

C'est dernier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 E_p \quad (\text{RPA 99 modifier 2003, Art 7.7.1})$$

Avec :

E_p : épaisseur du voile.

L_{\min} : porté min des voiles

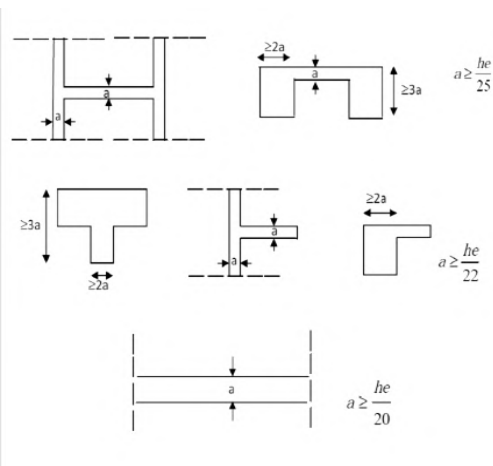


Figure II.3 : coupe de voile en plan.

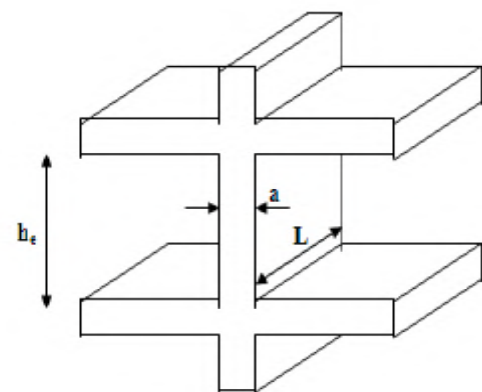
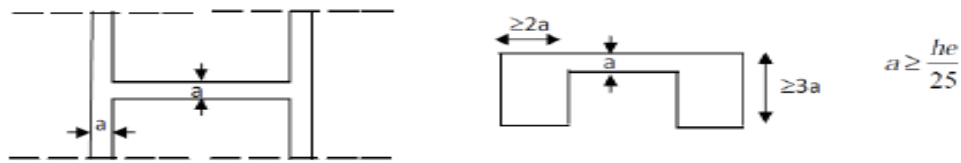
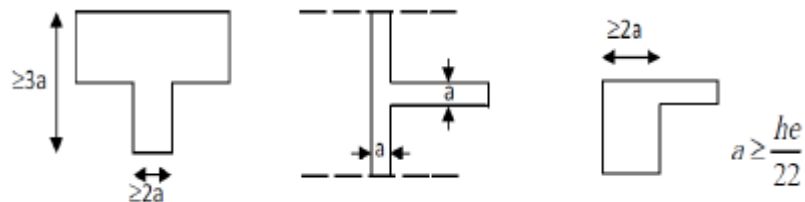
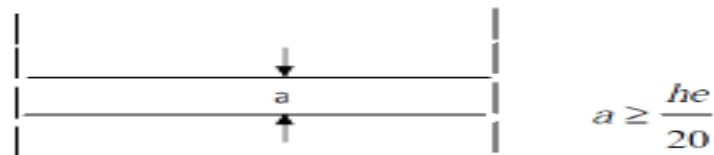


Figure II.4 : coupe de voile en élévation.

L'épaisseur de la dalle doit être déterminé on fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec un minimum de 15 cm.

1er cas:**2em cas:****3em cas :**

Pour notre cas on prend :

$$\text{Pour l'entre sol : } 408-20 = 388\text{cm} \quad \Rightarrow \quad E_p \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \quad (3^{\text{ème}} \text{ cas})$$

$$\text{Pour le RDC : } 340-20 = 320\text{cm} \quad \Rightarrow \quad E_p \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \quad (3^{\text{ème}} \text{ cas})$$

$$\text{Pour l'étage courant : } 306-20 = 286 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad E_p \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \quad (3^{\text{ème}} \text{ cas})$$

\Rightarrow Pour les 3 cas on prend $E_p = 20\text{cm}$

Pour que les voiles assurent un bon fonctionnement il faut que leurs longueur (l) soit égale au moins à quatre fois leurs épaisseur (a).

Pour la longueur : $L_{\min} > 4 E_p$ on a : $L_{\min} > 4 \times 20 = 80\text{cm}$ \rightarrow condition vérifiée.

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

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

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

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{BC}} = \frac{G+Q}{\sigma_{BC}}$$

Avec :

N_s : l'effort normal de compression à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : la contrainte limite de service du béton en compression.

A_p : la section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{En zone III et II}_b. \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 modifié 2003, Art. 7.4.1}$$

Avec :

(b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

II.3. Détermination des charges et surcharge :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

▪ Charges permanentes

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

On a : $G = \rho \times e$

Avec :

ρ : Le poids volumique.

e : Epaisseur de l'élément.

- a. **Le plancher terrasse** : La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Couche de gravier	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
03	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
04	Feuille de polyrâne	/	/	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 5.46

Tableau II.1: valeur de la charge permanente du plancher terrasse.

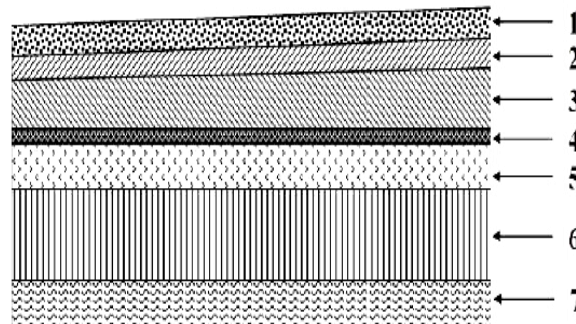


Figure II. 5: Coupe du plancher terrasse.

b. Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
05	Enduit de pâtre	0.02	10	0.2
06	Cloison de séparation interne	0.1	9	0.9
				G = 5.16

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant.

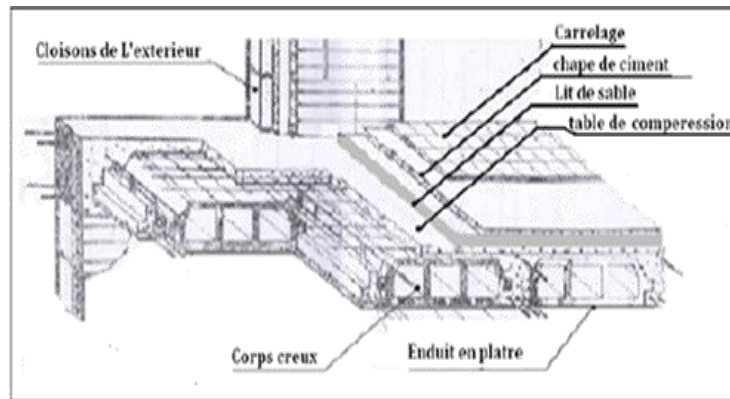


Figure II.6 : composition du plancher étage courant.

c. Maçonnerie :

➤ **Murs extérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Briques creuses	0.1	9	0.9
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2.36

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

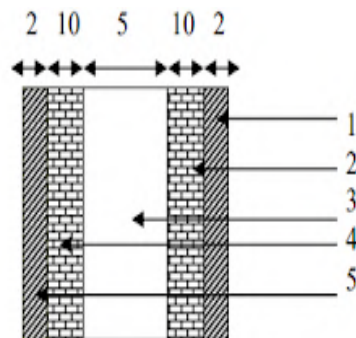


Figure II.7 : coupe verticale du mur extérieure.

➤ **Murs intérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1.30

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente du mur intérieur.

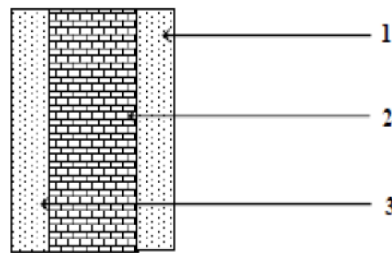


Figure II.8 : coupe verticale du mur intérieur.

i. Voile :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Voile en béton armé	0.2	25	5
02	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
03	Enduit de plâtre	0.03	18	0.54
				G = 5.74

Tableau II.5 : valeur des charges permanente du voile.

ii. Surcharge d'exploitation

N°	Eléments	Surcharge KN/m ²
01	Plancher terrasse inaccessible	1
02	Plancher de RDC (service)	2.5
03	Plancher étage courant (habitation)	1.5
04	Escalier	2.5
05	Acrotère	1
06	Balcon	3.5
07	Plancher entre sol	3.5
08	Escalier entre sol	5
09	Plancher étage courant (Bureaux)	2.5

Tableau II.6 : valeur des surcharges d'exploitation

iii. Descente de charge

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon général les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Localisation du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des Portiques « ... » et « » comme le montre la figure ci-après.

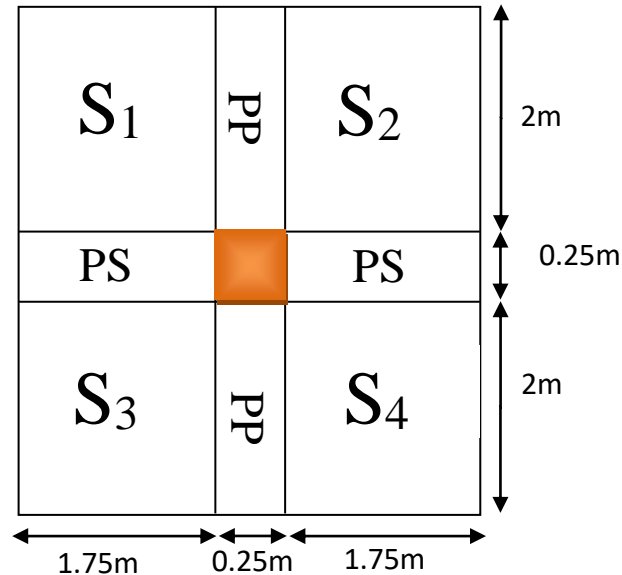


Figure II.9 : localisation du poteau le plus sollicité.

Surface d'influence:

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = S_1 = S_2 = S_3 = S_4$$

Avec:

$$S_1 = 2 \times 1.75 = 3.5 \text{ m}^2 \quad \text{d'ou} \quad S_n = 4 \times S_1$$

$$\text{Section nette} \quad \Rightarrow \quad S_n = 4 \times 3.5 = 14 \text{ m}^2$$

$$\text{Section brute} \quad \Rightarrow \quad S_b = 3.75 \times 4.25 = 15.93 \text{ m}^2$$

iv. Poids propre des éléments

➤ Plancher :

- Plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S_n = 5.46 \times 14 = 76.44 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$G_{pc} = G_{ec} \times S_n = 5.16 \times 14 = 72.24 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.35 \times 0.25 \times (2 + 0.25 + 2) \times 25 = 9.30 \text{KN}$$

- Poutres secondaire :

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.20 \times (1.75 + 0.25 + 1.75) \times 25 = 5.63 \text{KN}$$

➤ **Poteaux :**

- Poteau de l'entre sol :

$$G_{pte} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_e \times \rho_b = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.37 \text{ KN}$$

- Poteau du RDC :

$$G_{ptrdc} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_{rdc} \times \rho_b = 0.25 \times 0.25 \times 3.4 \times 25 = 5.31 \text{ KN}$$

- Poteau de l'étage courant:

$$G_{ptec} = h_{pec} \times b_{pec} \times h_{pec} \times \rho_b = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{KN}$$

v. Surcharge d'exploitations :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_{pt} = S_b \times Q_t = 15.93 \times 1 = 15.93 \text{KN}$$

- Plancher étage courant (habitation) :

$$Q_{peC} = S_b \times Q_{ec} = 15.93 \times 1.5 = 23.895 \text{KN}$$

- Plancher 1er étage et RDC (service) :

$$Q_{pec} = S_b \times Q_{ec} = 15.93 \times 2.5 = 39.825 \text{KN}$$

- Plancher de l'entre sol :

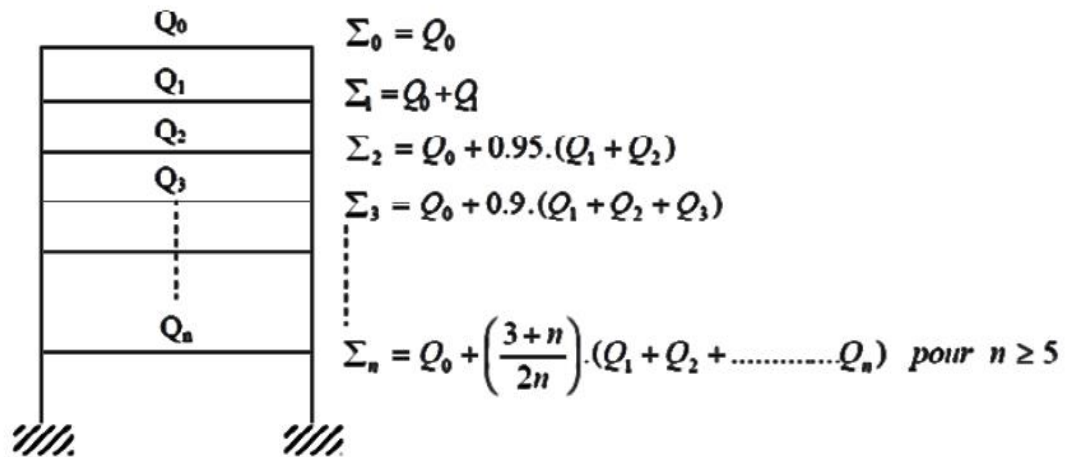
$$Q_{es} = S_b \times Q_c = 15.93 \times 3.5 = 55.75 \text{KN}$$

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

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation.

Cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de cinq étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:



$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$:

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIV	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coef	1	1	0.95	0.90	0.875	0.80	0.75	0.714	0.688	0.67

Tableau II.7 : Coefficient de dégression de surcharge.

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 15.93 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 15.93 + 23.895 = 39.825 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.93 + 0.95 (2 \times 23.895) = 61.330 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.93 + 0.90 (3 \times 23.895) = 80.446 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.93 + 0.875 (4 \times 23.895) = 99.562 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.93 + 0.80 (5 \times 23.895) = 111.51 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.93 + 0.75 (6 \times 23.895) = 123.457 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.93 + 0.714 (6 \times 23.895 + 39.825) = 146.731 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.93 + 0.688 (6 \times 23.895 + 39.825 \times 2) = 169.36 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.93 + 0.67 (6 \times 23.895 + 2 \times 39.825 + 55.75) = 202.705 \text{ KN}$$

NIVEAU	Charge permanente (G)					Charge d'exploitation (Q)		Effort Normaux (KN) N=G _c +Q _c	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids			G	Gcum	Q	Qcum		S trouvée	S adoptées
	Planchers (KN)	Poutres (KN)	Poteaux (KN)							
terrasse	76.44	14.93	00	91.37	91.37	15.93	15.93	107.3	71.53	35×35
8	72.24	14.93	4.78	91.95	183.32	23.895	39.83	223.15	148.76	35×35
7	72.24	14.93	4.78	91.95	275.27	23.895	63.73	339	226	35×35
6	72.24	14.93	4.78	91.95	367.22	23.895	87.63	454.85	303.23	40×40
5	72.24	14.93	4.78	91.95	459.17	23.895	111.52	570.69	380.46	40×40
4	72.24	14.93	4.78	91.95	551.12	23.895	135.42	686.54	457.69	40×40
1 ^{er} service	72.24	14.93	4.78	91.95	643.07	39.825	175.25	818.32	545.55	45×45
RDC	72.24	14.93	5.31	92.48	735.55	39.825	215.07	950.62	633.75	45×45
ES	72.24	14.93	6.37	93.54	829.09	55.75	270.80	1099.89	733.26	45×45

Tableau II.8 : récapitulatif de la descente de charge.

Étage	Poteaux	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
5, 6 et 7 ^{ème} étage.	35×35	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=30cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20 = 306/20=15.3 cm	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1cm	Condition vérifiée
2, 3, 4 ^{ème} étage.	40×40	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=40cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20 = 306/20=15.3cm ≤45cm	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1cm	Condition vérifiée
1 ^{er} étage.	45×45	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20 = 306/20=15.3cm ≤45cm	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1cm	Condition vérifiée
RDC	45×45	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20 = 340/20=17cm ≤45cm	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1cm	Condition vérifiée
Entre sol	45×45	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b, h) ≥he/20	he/20 = 408/20=20.4cm ≤45cm	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1cm	Condition vérifiée

Tableau II.9: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 modifier 2003(Art 7.4.1).

II.4. Vérifications au flambement :

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

Pour qu'il n'y ait pas le flambement il faut que l'élancement λ soit ≤ 5 avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (\text{BAEL91 modifier 99 B8.4.1})$$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

L_0 : portée réel du poteau

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

S : section du poteau

I : moment d'inertie du poteau ($I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}}$)

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h}$$

Pour $l_0 = 3.06 - 0.25 = 2.81$ et $h = 0.35$; $b = 0.35 \Rightarrow \lambda = 19.45 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour $l_0 = 3.4 - 0.25 = 3.15$ et $h = 0.4$; $b = 0.40 \Rightarrow \lambda = 19.07 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour $l_0 = 4.08 - 0.25 = 3.83$ et $h = 0.45$; $b = 0.45 \Rightarrow \lambda = 20.6 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée

II.5. Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Pré-dimensionnement	h_t
Planchers en corps creux	20 cm (16+4)
voiles	20 cm

Tableau II.10: Pré-dimensionnement des voiles.

Poutres	Section adoptée (cm ²)
principales	35 × 25
Secondaires	25 × 30
chainage	20 × 30

Tableau II.11: Pré-dimensionnement poutres.

Etage	Section adoptée (cm ²)
Entre Sol, RDC, 1 ^{er} étage	45 × 45
2, 3 et 4 ^{ème} étage	40 × 40
5, 6 et 7 ^{ème} étage	35 × 35

Tableau II.12: Pré-dimensionnement des poteaux.

Chapitre III: calcul des éléments non-structuraux

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les escaliers, les balcons, l'ascenseur et l'élément structuraux à savoir les planchers

III.1.2. Définition de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral ($Q=1\text{KN/ml}$) du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

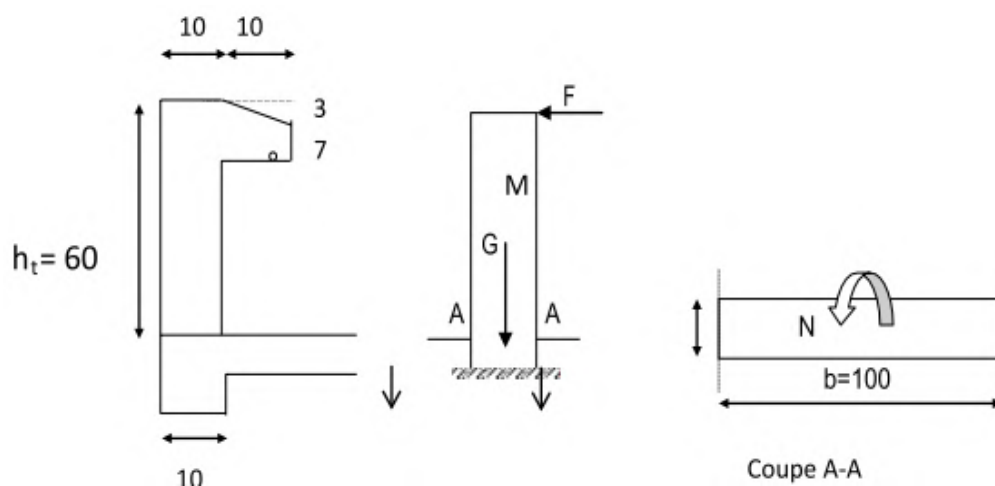


Figure III.1 : coupe de l'acrotère.

III.1.2.1. Calcul des sollicitations :

- Effort normal du au poids propres

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

$$S_t = (0.10 \times 0.10) + (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/m}$$

$$N = 1.712 \text{ KN/m}$$

- Effort tranchant

$$T = Q_{ac} \times 1m \text{ avec } (Q_{ac} = 1\text{KN})$$

$$T = 1 \times 1m = 1 \text{ KN/m}$$

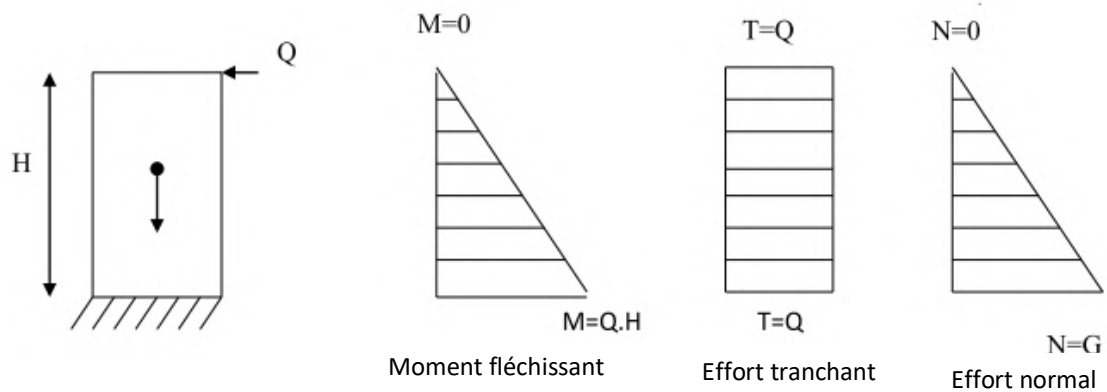
$$T = 1\text{KN/m}$$

- Moment de renversement dû à l'effort horizontal

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$M = 0.6 \text{ KN/m}$$

➤ Diagramme des efforts internes (M, N, T)**Figure III.2 :** Diagramme des efforts interne.**III.1.2.2. Combinaisons des charges :****a. Etat limite ultime :****-Effort normal de compression :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

-Effort tranchant

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b. Etat limite de service :**-Effort normal de compression :**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

$$T_s = T_q = 1.5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion :

$$M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.2.3. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

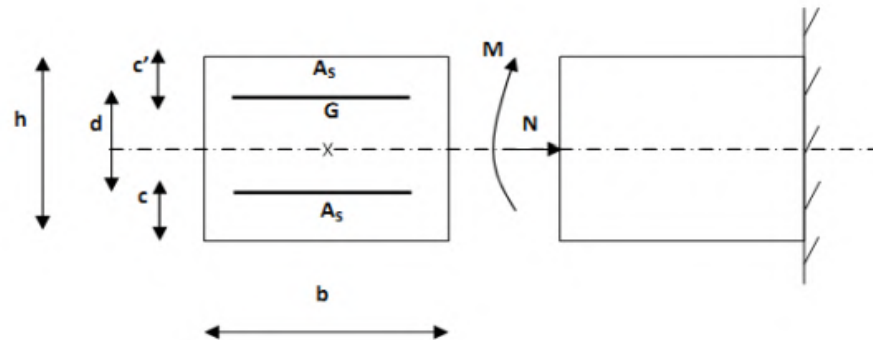


Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion.

Avec :

h : épaisseur de la section = 10cm

c : enrobage = 3cm

d = h - c : hauteur utile = 10 - 3 = 7cm

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

a. Calcul à l'ELU :**- Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$$

$$e_u = 0.39 \geq 0.02$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

❖ Etape fictive (flexion simple) :

Calcul de moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$g = e_u + \frac{h}{2} - c$: distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.31 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.947 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.014$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{ MPa}$$

$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($asc_1=0$)

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

- Armatures fictifs en flexion simple :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Avec:

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.947 \cdot 10^3}{7 \times 0.993 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Etape réelle (flexion composée) :**

- Calculen flexion composée :

• **La section des armatures réelles :**

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

b. Verification à l'ELU:

1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{str} \geq A_{min}$$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \cdot d (e_s - 0.455d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100.7 (84.2 - 0.455 \times 7)}{400 (84.2 - 0.185 \times 7)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\text{str}} = 0.32 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{str}} \leq A_{\min} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

⇒ le ferrailage se fera avec la section minimale

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St \leq 100/4=25 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8 = 1.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St \leq 70/3=23.33 \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

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

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left[15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \end{cases}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement.

V_u : effort tranchant.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{100 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right) \text{ MPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min [2.5 ; 4] = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/ArtA.6.1.3) :

Il faut vérifier :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence

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

Ψ_s : Coefficient de scellement droit $\psi_s = 1.5$ (HA)

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée. Pas de risque d'entraînement des barres.

4. Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99) :

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$. Soit $St = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$. Soit $St = 25 \text{ cm}$.

5. Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est ;

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

Soit : $l_s = 30 \text{ cm}$

c. Vérifications à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

On a:

Des aciers HA ≥ 8 mm

F_eE400

$\eta = 1.6$ fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.66, 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \Rightarrow k = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 46.6 \text{ MPA} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow$ condition vérifiée .

❖ **Contraintes dans le béton:**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{35} \times 0.385 = 0.011 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification au séisme :**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0.15$$

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas : C_p = 0.8

W_p : Poids de l'élément considéré ($W_p = G = 1.712$ KN)

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN.}$$

III.1.4. Conclusion :

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

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié à l'ELS.

Armatures	Ferrailages	Espacements
Armature principale	4HA8/ml	25 cm
Armature de répartition	3HA8/ml	20 cm

Tableau III.1: ferrailage adopté.

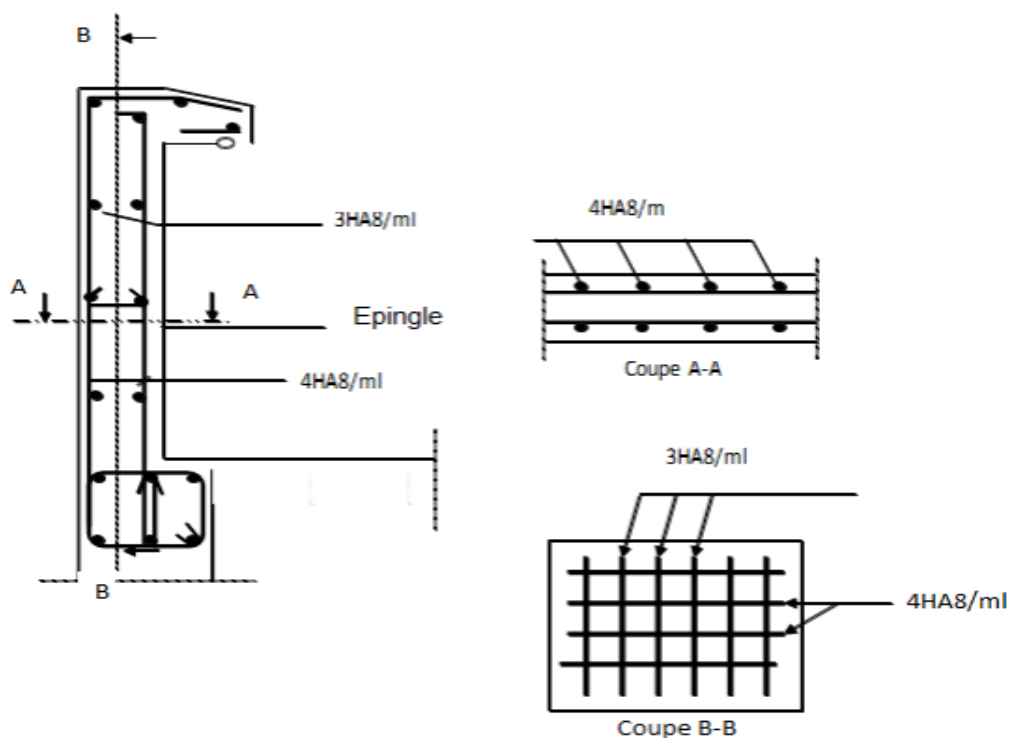


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Plancher :

III.2.1. Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.2.2. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section).

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

$C = 2$ cm (enrobage).

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

Avec : $b_1 \leq \left(\frac{l}{2}, \frac{l_1}{10}, 8 h_0 \right)$.

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L = 65 - 12 = 53$ cm

$L_1 = 3.5$ m

$b_1 \leq \left(\frac{53}{2}, \frac{350}{10}, 8 \times 4 \right) \Rightarrow b_1 \leq (26.5, 35, 32) \Rightarrow b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la table de compression.

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm $\Rightarrow b = 65$ cm

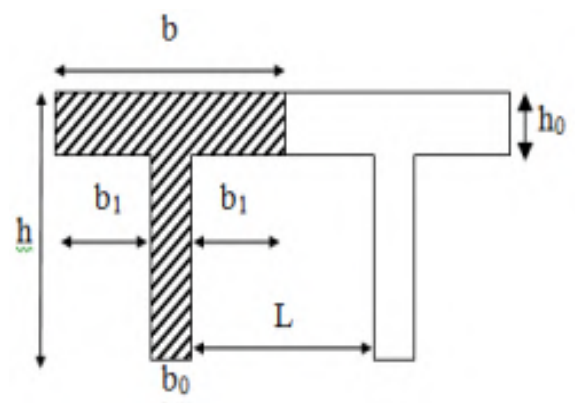


Figure III.5 : Coupe transversale de la Poutrelle.

III.2.3. Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «5 cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423) :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 4T_5 = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4T_5 = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e_s = 20 \text{ cm}$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille (200×200) mm²

Avec : 4T₅/ ml.

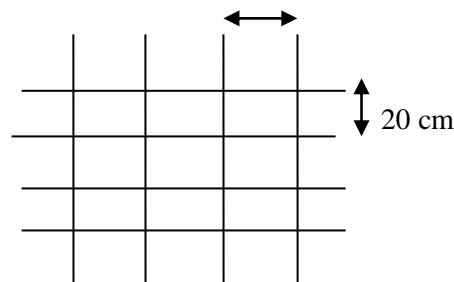


Figure III.6 : ferrailage de la dalle de compression.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

Elles sont de section en Té, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

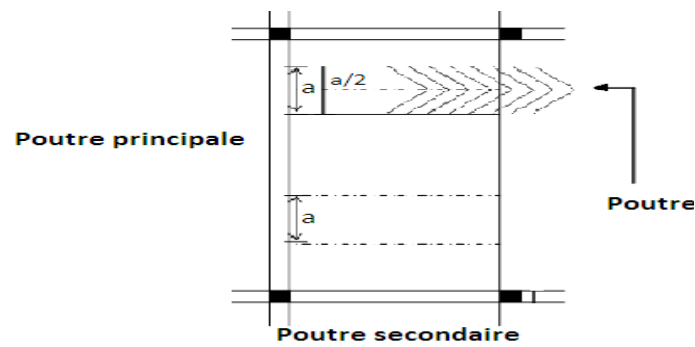


Figure III.7: La disposition des poutrelles.

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- La charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

1. Ferrailage à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=3.5\text{m}$).

2. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1.00 = 2.5\text{KN/ml}$$

$$q_u = 2.5\text{KN/ml}$$

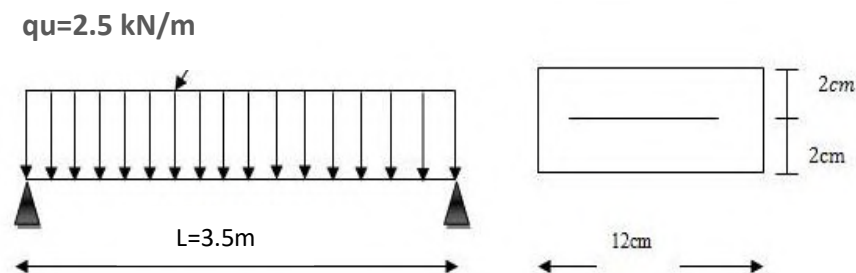


Figure III.8 : schéma statique de la poutrelle.

3. Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.38 \text{ KN}$$

Ferraillage :

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

Avec :

c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.83 \times 10^2}{12 \times 4 \times 1.42} = 5.62$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 5.62 > \mu_{id} = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Section doublement armée (SDA).}$$

Comme la section de la poutrelle est faible, alors on prévoit des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm

b. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Chargement :

- ✓ **Poids propre du plancher étage courant et RDC :**

$$G = G_p \times b = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Poids propre de plancher terrasse :**

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- **Usage commercial (entre sol) :**

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation planchée terrasse :**

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher RDC et étage courant (service) :**

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$$

❖ **Les combinaisons des charges de l'étage courant :**

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 0.975 = 5.990 \text{ KN/ml}$.
- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.354 + 0.975 = 4.329 \text{ KN/ml}$.

❖ **Combinaison des charges des RDC et étage courant (service) :**

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 1.625 = 6.9654 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.354 + 1.625 = 4.979 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison des charges des ES (usage commercial)**

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 2.275 = 7.940 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.354 + 2.275 = 5.629 \text{ KN/ml}$

✚ **Remarque :**

On a trois types de plancher par rapport au changement (usage) :

Plancher entre sol.

Plancher service.

Plancher habitation.

Chaque plancher possède deux types de poutrelle. On a choisi le type de poutrelle où on a trouvé le moment est maximal.

Puis on a fait le calcul pour les trois types de plancher et on a trouvé des sections presque identiques alors on a pris le type le plus défavorable par rapport aux sections trouvées qui est le plancher service.

III.2.5. Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode de la RDM (trois moments).

1. Méthode forfaitaire :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.275 \text{ KN/ ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.549 = 7.098 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.275 \leq \max \{7.384 ; 5 \} = 7.384 \text{ KN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1.6}{3.50} = 0.46 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.50}{3.50} = 1 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.5}{3.40} = 1.03 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3.4}{3.5} = 0.97 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

2. Méthode des trois moments

Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue,

comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

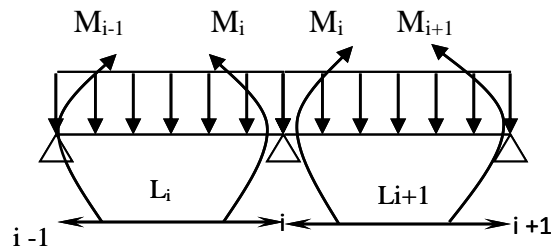


Figure. III.9 : diagramme des moments fléchissant

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

Aux appuis :

- $M_{i-1} \times l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -6EI(w_i^d + w_i^g)$
- $M_{i-1} \times l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -q \left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4} \right)$

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} Sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

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

En travée :

$$M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{l}$$

$M_{(X)}$: Moment à l'abscisse X de travée ($i+1$).

$$\mu_{(X)} = q \cdot \frac{l_i}{2} X - q \frac{X^2}{2}$$

$\mu_{(X)}$: Moment de réduction isostatique.

$M_{(X)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(X)} = 0$ c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

Effort tranchant :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_i}{2} - q \cdot X + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \right)$$

Pour $X=i$ $T(i) = \frac{q \cdot l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$.

Pour $X= i+1$ $T(i+1) = \frac{-q \cdot l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$

1. Calcul des moments aux appuis :

Pour le cas de trois appuis ;

$$L'appui 1 : \quad 3.2M_1+1.6M_2= -7.132 \quad \text{----- (1)}$$

$$L'appui 2: \quad 1.6M_1+10.2M_2+3.5M_3 = -81.789 \quad \text{----- (2)}$$

$$L'appui 3 : \quad 3.5M_2+14M_3+3.5M_4 = - 149.312 \quad \text{----- (3)}$$

$$L'appui 4 : \quad 3.5M_3+13.8M_4+3.4M_5 = - 143.094 \quad \text{----- (4)}$$

$$L'appui 5 : \quad 3.4M_4+13.8M_5+3.5M_6 = -143.094 \quad \text{----- (5)}$$

$$L'appui 6 : \quad 3.5M_5+14M_6+3.5M_7 = -149.312 \quad \text{----- (6)}$$

$$L'appui 7 : \quad 3.5M_6+10.2M_7+ 1.6M_8 = -81.789 \quad \text{----- (7)}$$

$$L'appui 8 : \quad 1.6M_7+3.2M_8 = -7.132 \quad \text{----- (8)}$$

Remarque: Comme le système est symétrique, alors : $M_1=M_8$, $M_2=M_7$, $M_3=M_6$, $M_4=M$

La résolution de cette matrice se fait avec MATLAB

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = 0\text{KN.m} \quad M_2 = -5.4923\text{KN.m} \quad M_3 = -7.5988\text{KN.m}$$

$$M_4 = - 6.7732\text{KN.m} \quad M_5 = -6.7732\text{KN.m} \quad M_6 = -7.5988\text{KN.m}$$

$$M_7 = - 5.4923\text{KN.m} \quad M_8 = 0\text{KN.m}$$

N.B :

Vu que ma méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

On aura les résultats suivants : moments aux appuis corrigés :

$$M_1 = 0 \text{ KN.m} \quad M_2 = -3.662\text{KN.m} \quad M_3 = -5.066\text{KN.m}$$

$$M_4 = -4.515\text{KN.m} \quad M_5 = -4.515\text{KN.m} \quad M_6 = -5.066\text{KN.m}$$

$$M_7 = -3.662\text{KN.m} \quad M_8 = 0\text{KN.m}$$

2. Moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donnée par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} + 1 \frac{x}{l_i} \quad \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu_{(x)} = q \cdot \frac{l_i}{2} X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu_{(x)} : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M_{(x)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(x)} = 0$ c à d :

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_{i+1}}$$

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X(m)	μ(x)	M _t (x) (KN.m)
1-2	1.6	6.965	0	-3.662	0.47	1.85	0.77
2-3	3.5	6.965	-3.662	-5.066	1.69	10.65	6.31
3-4	3.5	6.965	-5.066	-4.515	1.77	10.66	5.87
4-5	3.4	6.965	-4.515	-4.515	1.70	10.06	5.55
5-6	3.5	6.965	-4.515	-5.066	1.73	10.66	5.87
6-7	3.5	6.965	-5.066	-3.662	1.81	10.65	6.31
7-8	1.6	6.965	-3.662	0	1.13	1.85	0.77

Tableau III.2: moment en travée.

Ensuite par symétrie on déduit que :

$$M_{t1-2}=M_{t7-8}=0.77\text{KN.m} ; M_{t2-3}=M_{t6-7}=6.31\text{KN.m} ; M_{t3-4}=M_{t5-6}=5.87\text{KN.m} ;$$

$$M_{t4-5} = 5.55 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{li+1}{2} + \left(\frac{Mi+1 - Mi}{li+1} \right)$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travées	L(m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x)KN	
					X=0	X=L
1-2	1.6	6.965	0	-3.662	3.28	-7.86
2-3	3.5	6.965	-3.662	-5.066	11.79	-12.59
3-4	3.5	6.965	-5.066	-4.515	12.35	-12.03
4-5	3.4	6.965	-4.515	-4.515	11.84	-11.84
5-6	3.5	6.965	-4.515	-5.066	12.03	-12.35
6-7	3.5	6.965	-5.066	-3.662	12.59	-11.79
7-8	1.6	6.965	-3.662	0	7.86	-3.28

Tableau.III.3 : Calcul des efforts tranchants.

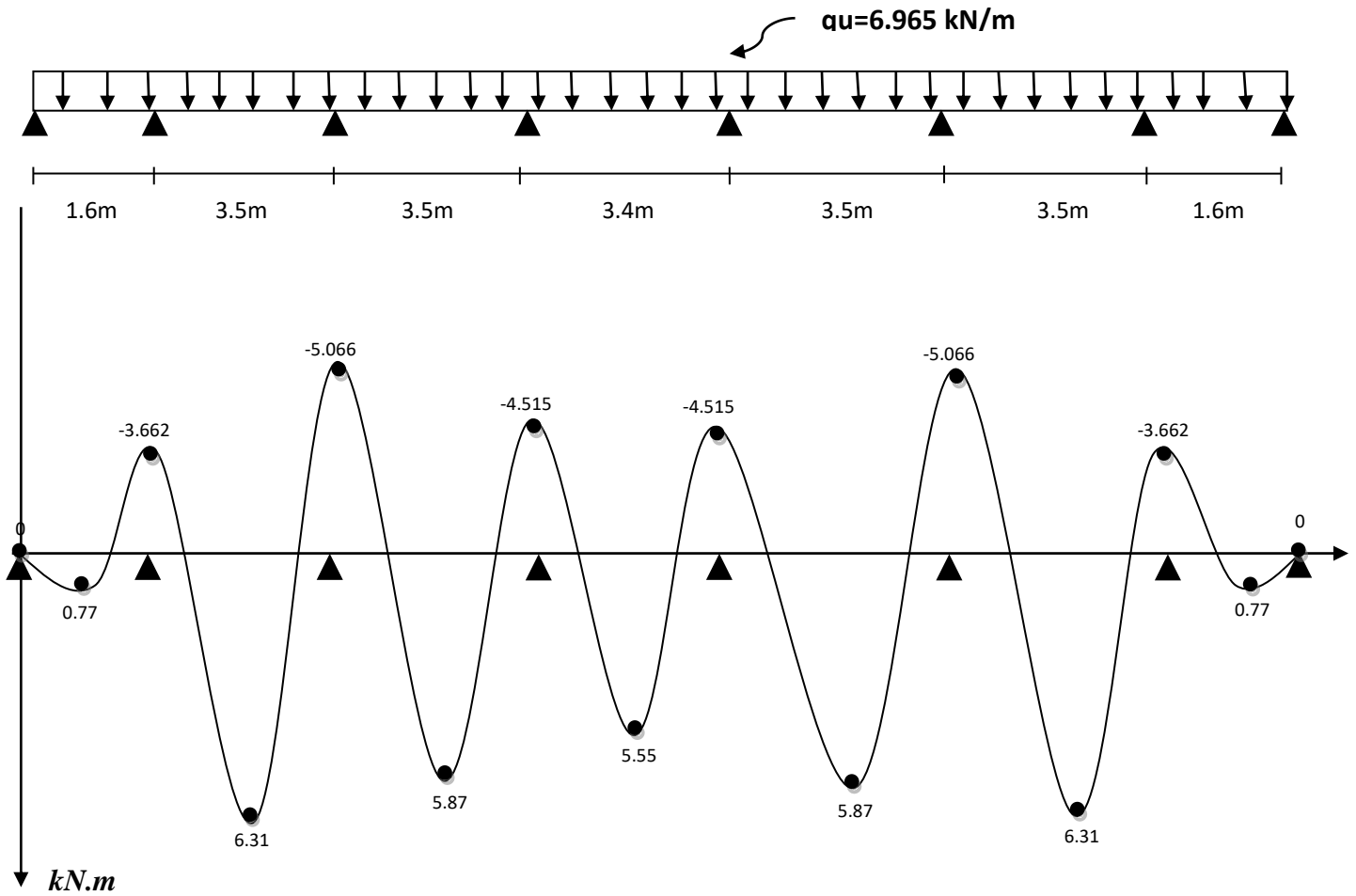


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

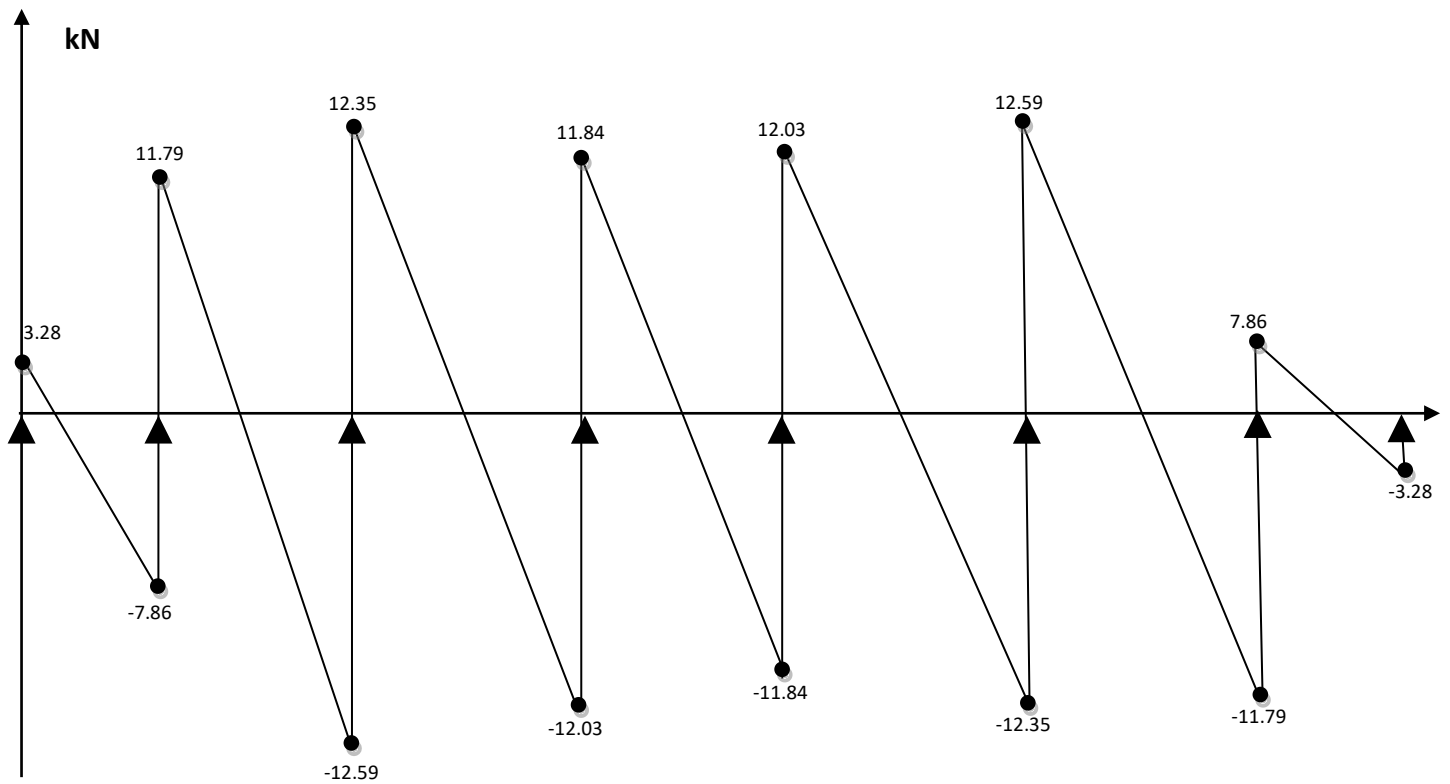


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 6.31 \text{ KN.m}$$

✓ **moment résistant**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 6.31 < M_0 = 59.07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.31}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.021 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$\mu = 0.021$ on a pas dans le tableau, on prend la valeur juste après $\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.31 \times 10^2}{0.989 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.066 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0,092$$

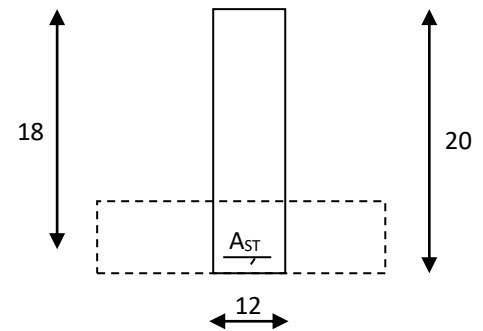
$$0.092 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5.066 \times 10^2}{0.952 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :** (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } T_u = 12.59 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.59 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis****(B.A.E.L 91. Art A.6.1.3) :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.59 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 10} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.83 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres:** (BAEL91.Art. A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

❖ **Calcul les armatures transversales:**

- **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12;6;10\} = 6 \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\phi_8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

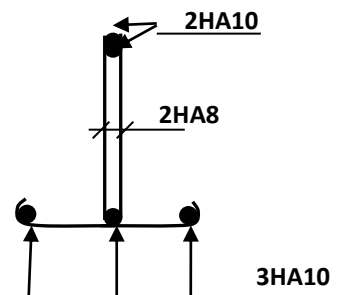


Figure III.12: plan ferrailage de la poutrelle

- **La section des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELS :**

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

1. Calcul des moments aux appuis :

Pour le cas de trois appuis ;

$$L'apui 1 : \quad 3.2M_1 + 1.6M_2 = -5.098 \quad \text{----- (1)}$$

$$L'apui 2 : \quad 1.6M_1 + 10.2M_2 + 3.5M_3 = -58.467 \quad \text{----- (2)}$$

$$L'apui 3 : \quad 3.5M_2 + 14 M_3 + 3.5M_4 = - 106.737 \quad \text{----- (3)}$$

$$L'apui 4 : \quad 3.5M_3 + 13.8M_4 + 3.4M_5 = - 102.292 \quad \text{----- (4)}$$

$$L'appui 5 : 3.4M_4 + 13.8M_5 + 3.5M_6 = -102.292 \quad \text{----- (5)}$$

$$L'appui 6 : 3.5M_5 + 14M_6 + 3.5M_7 = -106.737 \quad \text{----- (6)}$$

$$L'appui 7 : 3.5M_6 + 10.2M_7 + 1.6M_8 = -58.467 \quad \text{----- (7)}$$

$$L'appui 8 : 1.6M_7 + 3.2M_8 = -5.098 \quad \text{----- (8)}$$

Remarque: Comme le système est symétrique, alors : $M_1=M_8$, $M_2=M_7$, $M_3=M_6$, $M_4=M_5$

La résolution de cette matrice se fait avec Matlab.

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = 0 \text{ KN.m} \quad M_2 = -3.9267 \text{ KN.m} \quad M_3 = -5.4319 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4.8419 \text{ KN.m} \quad M_5 = -4.841 \text{ KN.m} \quad M_6 = -5.4319 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3.9267 \text{ KN.m} \quad M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

 **Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = 0 \text{ KN.m} \quad M_2 = -2.62 \text{ KN.m} \quad M_3 = -3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.23 \text{ KN.m} \quad M_5 = -3.23 \text{ KN.m} \quad M_6 = -3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2.62 \text{ KN.m} \quad M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

2. Moment En travée : $M_{(x)} = \mu_{(x)}$

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donnée par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{li}\right) + Mi + 1 \frac{x}{li} \quad M_{(x)}: \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu_{(x)} = q \cdot \frac{li}{2} X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu_{(x)}: \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M_{(x)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(x)} = 0$ c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

travée	L(m)	q _s (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X(m)	μ(x)	M _{t(x)} (KN.m)
1-2	1.6	4.979	0	-2.62	0.47	1.32	0.55
2-3	3.5	4.979	-2.62	-3.62	1.69	7.61	4.51
3-4	3.5	4.979	-3.62	-3.23	1.77	7.62	4.20
4-5	3.4	4.979	-3.23	-3.23	1.70	7.19	3.96
5-6	3.5	4.979	-3.23	-3.62	1.73	7.62	4.20
6-7	3.5	4.979	-3.62	-2.62	1.81	7.61	4.51
7-8	1.6	4.979	-2.62	0	1.13	1.32	0.55

Ensuite par symétrie on déduit que

$$M_{t1-2}=M_{t7-8}=0.55 \text{ KN.m} ; \quad M_{t2-3}=M_{t6-7}=4.51 \text{ KN.m} ; \quad M_{t3-4}=M_{t5-6}=4.20 \text{ KN.m} ; \\ M_{t4-5}= 3.96 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des efforts tranchant

$$V(x) = -qx + q \frac{li+1}{2} + \left(\frac{Mi+1 - Mi}{li+1} \right)$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travées	L(m)	qu (KN/m)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	V(x)KN	
					X=0	X=L
1-2	1.6	4.979	0	-2.62	2.35	-5.62
2-3	3.5	4.979	-2.62	-3.62	8.43	-9
3-4	3.5	4.979	-3.62	-3.23	8.82	-8.6
4-5	3.4	4.979	-3.23	-3.23	8.46	-8.46
5-6	3.5	4.979	-3.23	-3.62	8.6	-8.82
6-7	3.5	4.979	-3.62	-2.62	9	-8.43
7-8	1.6	4.979	-2.62	0	5.62	-2.35

Tableau III.4: Calcul des efforts tranchants.

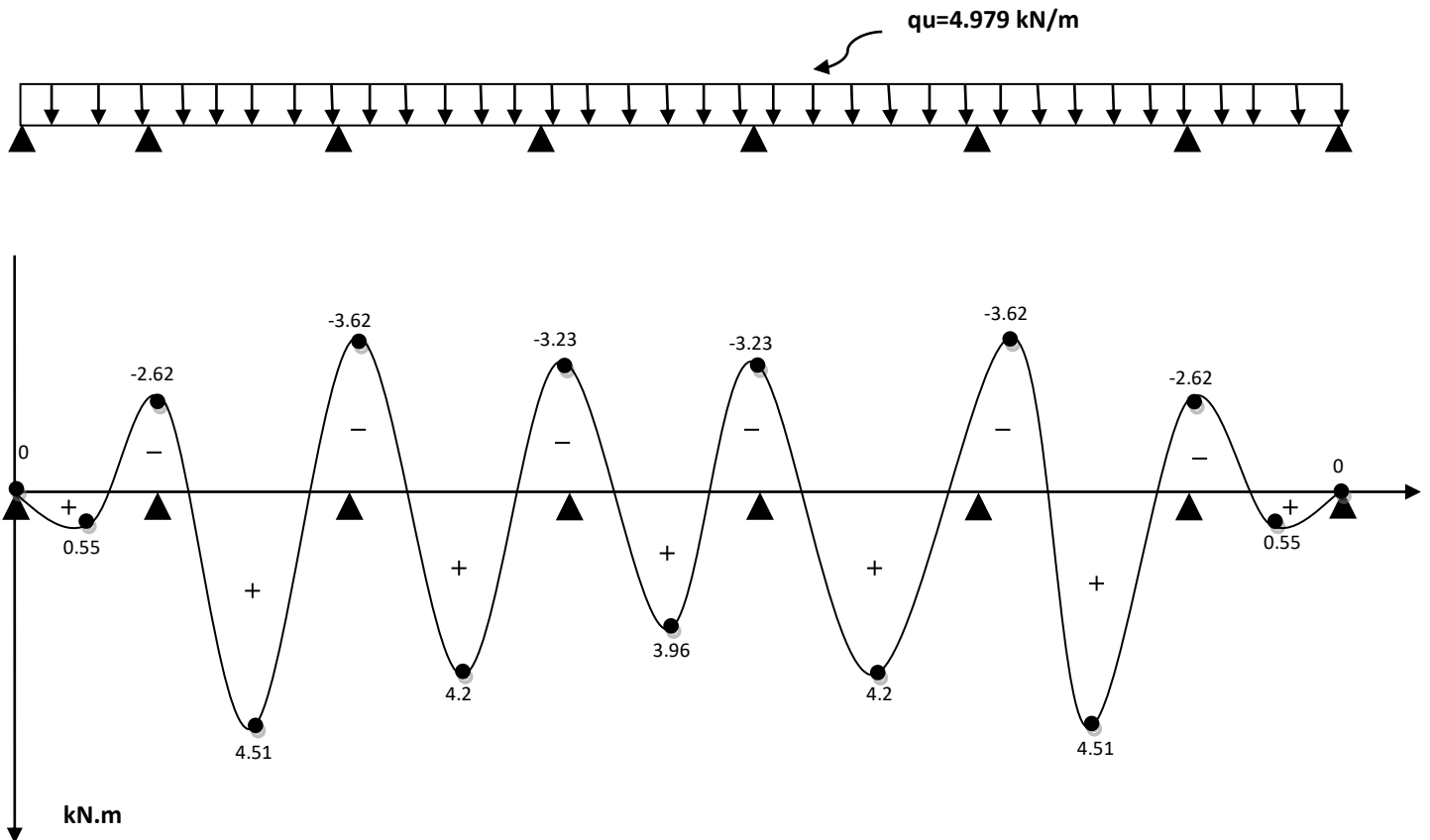


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)

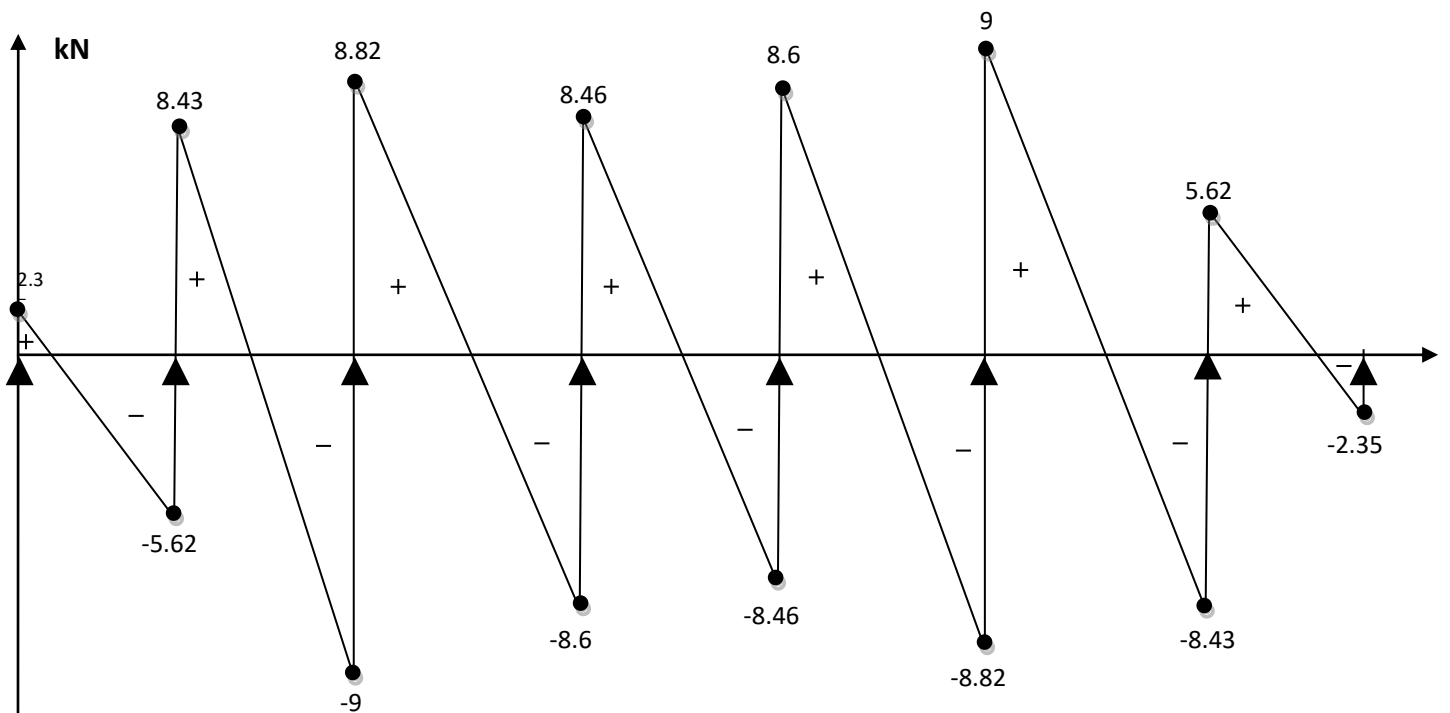


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (après correction).

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726.$$

Par interpolation $\Rightarrow (\beta_1 = 0.876 \quad ; \quad K_1 = 25.5).$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a}$$

Avec : $M_a^{\max} = 3.62 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{3.62 \times 10^3}{0.876 \times 1.57 \times 18} = 146.23 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 146.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.23}{25.5} = 5.73 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow (\beta_1 = 0.856 \quad ; \quad K_1 = 19.72).$$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{4.51 \times 10^3}{0.856 \times 2.35 \times 18} = 124.56 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 124.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{124.56}{19.72} = 6.32 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 6.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ section vérifiée vis-à-vis de la compression

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_c}$

Avec : h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

M_t : moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.0571 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

\Rightarrow La 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

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

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$.

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

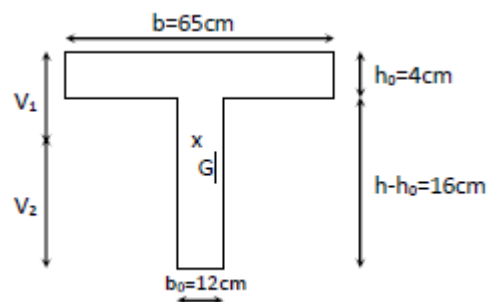


Figure III.15 : Section en té.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \cdot d)$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01(2 + \frac{3(12)}{65})} = 1.5$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.01 \times 124.56) + 2.1} ; 0 \right) = (0.481 ; 0)$$

$$\mu = 0.481$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1(20003.24)}{1 + 1.5 \times 0.313} = 12781.623 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{\bar{f}}^S \times l^2}{10 \varepsilon_v \times I_{fv}} = \frac{4.51 \times 10^6 \times (3.5 \times 10^2)^3}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 12781.623 \times 10^{-8}} = 0.39 \text{ mm} < f = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ m}$$

III.2.6. Conclusion

La flèche est inférieure à la flèche admissible.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 2 HA10 = 1.57 cm².
- **Travée** : 3 HA 10 = 2.35 cm².
- **Armatures transversales** : 2HA8 = 1.00 cm² avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

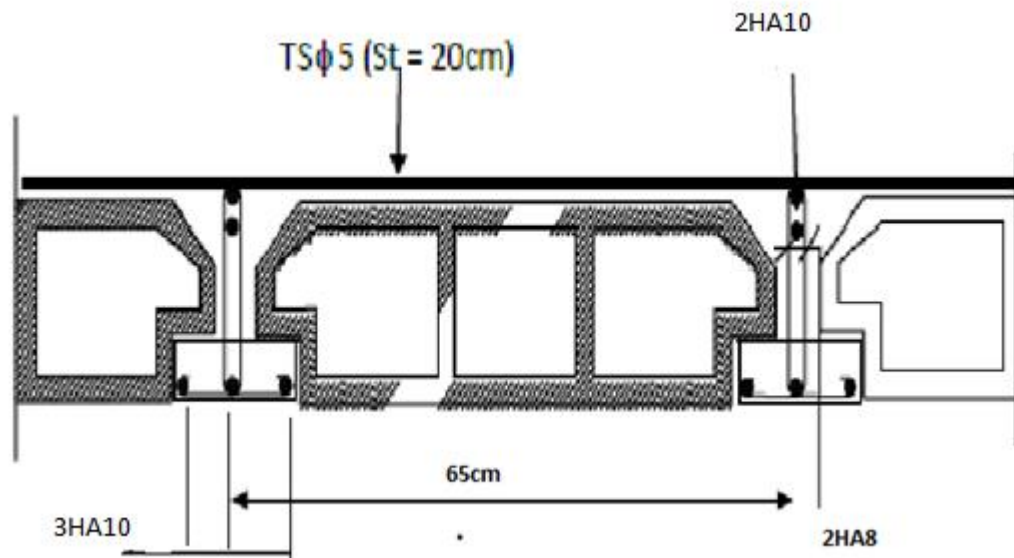


Figure III.16: ferrailage des planchers.

III.3. Escaliers

III.3.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

III.3.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

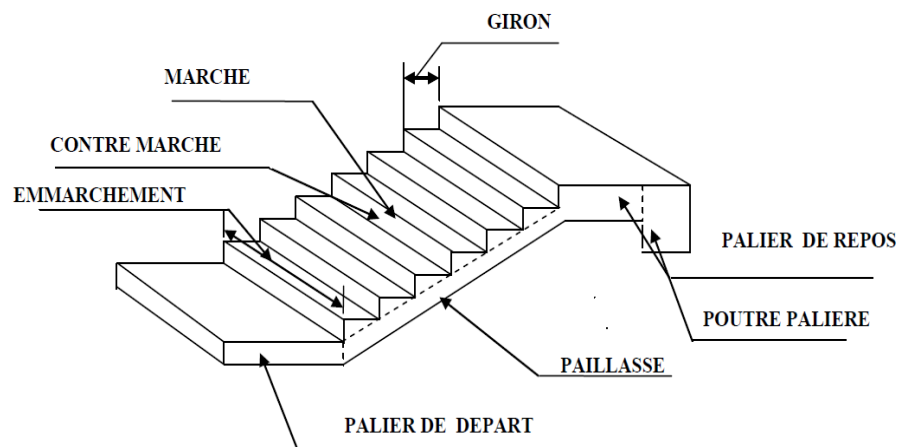


Figure III.13 : Coupe verticale d'un escalier.

III.3.3. Pré dimensionnement de l'escalier à calculer :

Dans cette partie, on a étudié les escaliers l'entre sol et escalier de l'étage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire. Et escalier de l'étage courant

Le pré dimensionnement de l'escalier de l'entre sol se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités

Pour l'étage courant le pré dimensionnement de l'escalier se fera comme une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

a. Calcul de n, h et g :

En tenant compte de dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à

l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend $h=17\text{cm}$.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ marches}$$

Don on a 20 marches qui se divisent en deux volés identiques telles que chacune comporte 10 marches.

On prend le giron : $g= 30\text{cm}$

b. Vérification de la relation **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

c. Epaisseur de la paillasse et du palier :

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

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

Avec :

L : Longueur réelle de la paillasse et de palier (entre appuis) : $L=L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur du palier.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{307}{\cos 29.54^\circ} = 353 \text{ cm}$$

$$L_2 = 147 \text{ cm}$$

$$L = 353 + 147 = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{30} \leq e_p \leq \frac{500}{20}$$

$$16.66 \text{ cm} \leq e_p \leq 25 \text{ cm}$$

Soit : $e_p = 20 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur la volée et le palier intermédiaire.

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

Charges permanentes :

• **Palier :**

Eléments	Poids (kN/m ²)
-Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.2 = 5$
-Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.36$
Charge permanente totale	$G_t = 6.36$

Tableau III.5: Charge permanentes du palier.

• **Volée :**

Eléments	Poids (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.2}{\cos 29.54^\circ} = 5.75$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
Poids de revêtement (sable, mortier, carrelage, enduit)	$(0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.2) = 1.36$
Charge permanente totale	$G_t = 9.23$

Tableau III.6: Charge permanentes de la volée.

- **Charge concentrée :**

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

$$F = (4.76 - 0.2) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 10.76 \text{ KN}$$

- **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- ❖ **Combinaisons des charges :**

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

Palier : $q_{up} = (1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.34 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_{uv} = (1.35 \times 9.23 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.21 \text{ kN/ml}$

Mur extérieur : $F = 14.53 \text{ kN}$

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

Palier : $q_{sp} = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.86 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_{sv} = (9.23 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.73 \text{ kN/ml}$

Mur extérieur : $F = 10.76 \text{ KN}$

- ❖ **Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposante sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 3.07 \text{ m}$

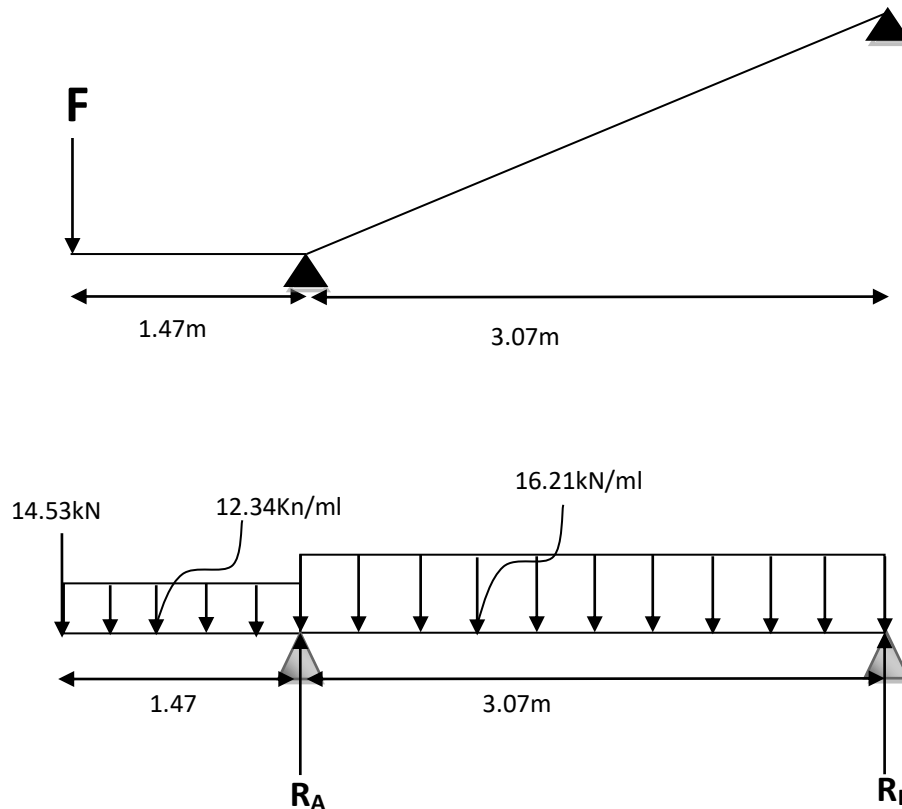


Figure III.14: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

- Les réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - F - (q_{up} \times 1.47) - (q_{uv} \times 3.07) = 0$$

$$R_A + R_B = 82.435 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow -F \times 1.47 - (q_{up} \times 1.47 \times 1.47/2) + (q_{uv} \times 3.07 \times 3.07/2) - R_B \times (3.07) = 0$$

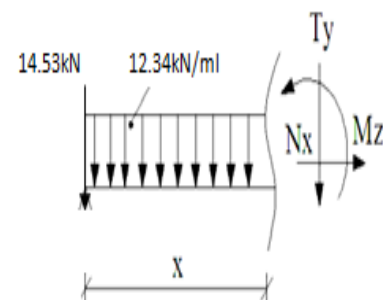
$$R_B = 13.58 \text{ kN}$$

$$R_A = 68.86 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{er} Tronçons : $0 \leq x \leq 1.47$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12.34 \times \frac{x^2}{2} - 14.53 \times x$$



$$\begin{cases} X=0 & \rightarrow & M(0)= 0\text{kNm} \\ X=1.47 & \rightarrow & M(1.47)= -34.69\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow T = -12.34x - 14.53$$

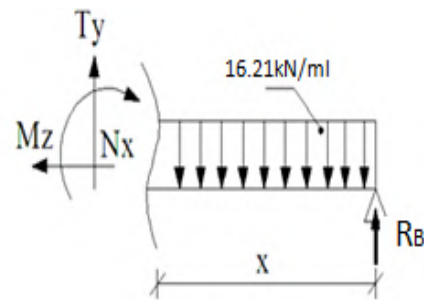
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} & \rightarrow & T(0) = -14.53 \text{ KN} \\ X=1.47 \text{ m} & \rightarrow & T (1.47) = -32.67 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon 0 ≤ X ≤3.07 m

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -16.21 \times \frac{x^2}{2} + 13.58 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} & \rightarrow & M (0) =0 \text{ KN.m} \\ X = 3.07 \text{ m} & \rightarrow & M (3.07) = -34.69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 16.21x - 13.58$$



$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} & \rightarrow & T(0) = -13.58 \text{ KN} \\ X=3.07 \text{ m} & \rightarrow & T (3.07) = 36.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow 16.21x - 13.58 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{0.8 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M (0.8) = 5.68 \text{ KN.m}$$

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1.47	-12.34x - 14.53	-12.34 × $\frac{x^2}{2}$ - 14.53 × X	0	-14.53	0
			1.47	-32.67	-34.69
1.47 ≤ x ≤ 3.07	16.21x - 13.58	-16.21 × $\frac{x^2}{2}$ + 13.58 x	0	-13.58	0
			3.07	36.18	-34.69

Tableau III.7: Tableau des efforts internes à l'ELU.

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

$$16.21x - 13.58 = 0 \Rightarrow x = 0.8\text{m (de la droite)}$$

Le moment M_z (max) est maximum pour la valeur $x=0.8\text{m}$. Donc $M_{z\text{max}}=5.68\text{KN.m}$

• **Moment en appuis:**

$$M_{u\text{ appui}} = (-0.3) M_{u\text{ max}} = (-0.3) \times (5.68) = -1.7\text{KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u\text{ travée}} = (0.85) M_{u\text{ max}} = (0.85) \times (5.68) = 4.83\text{KN.m}$$

Alors :

$$M_{B\text{ appui}} = -1.7\text{KN.m}$$

$$M_{T\text{ travée}} = 4.83\text{KN.m}$$

$$M_{A\text{ appui}} = -34.69\text{KN.m}$$

$$M_{\text{max de la console}} = -34.69\text{KN.m}$$

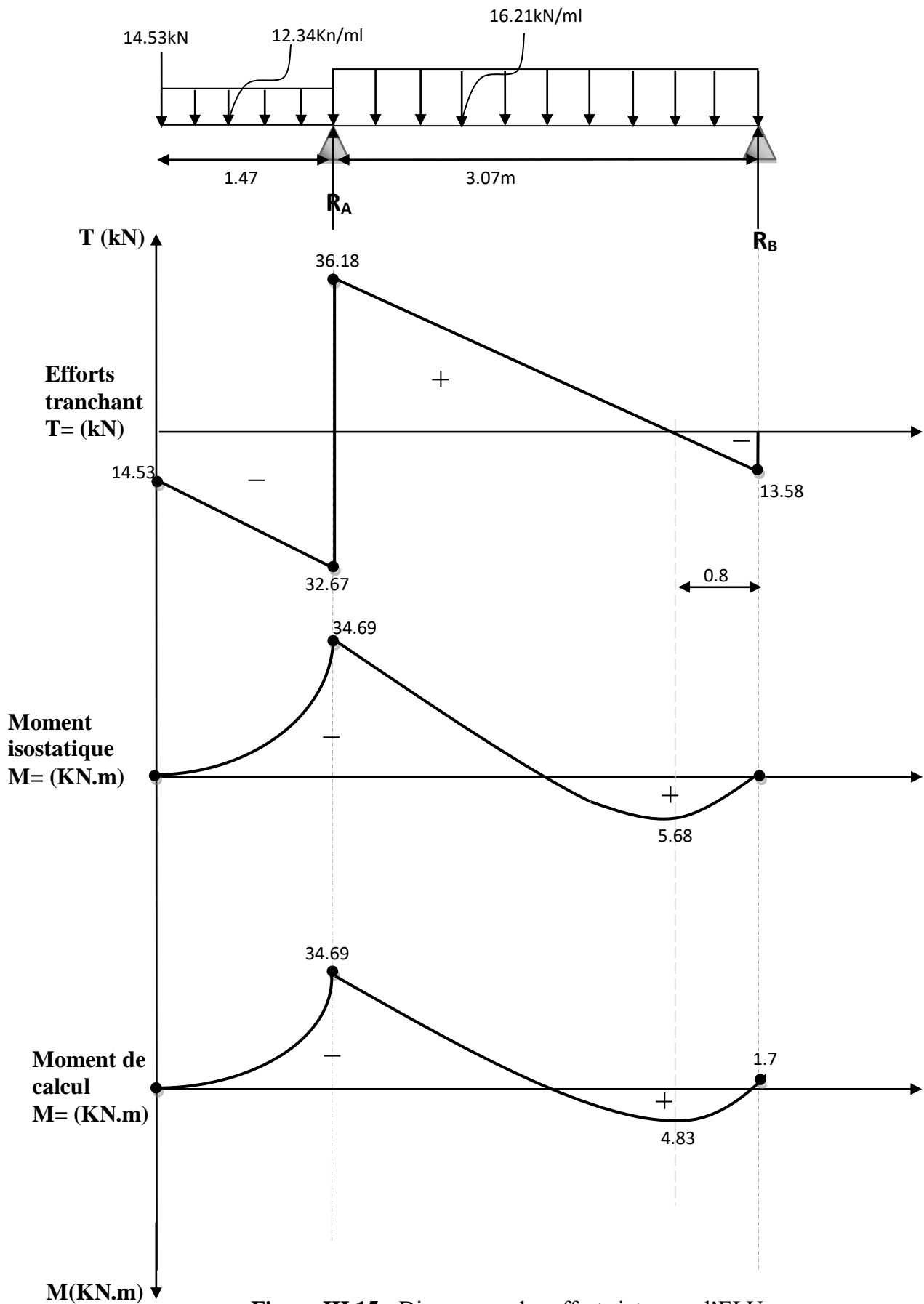
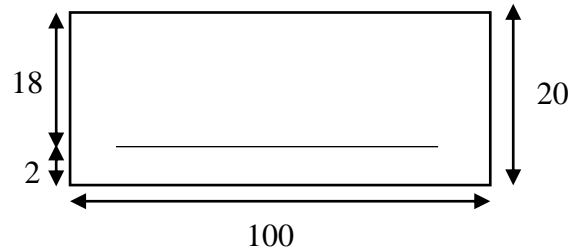


Figure.III.15 : Diagramme des efforts interne a l'ELU.

❖ **Calcul du ferrailage a l'ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

$$B = 100 \text{ cm} ; h=20\text{cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18\text{cm}$$

**1. Armature longitudinales :**• **Aux appuis :**

$$\text{❖ Appui A : } M_A = -34.69 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.69 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.075$$

$$\mu_a = 0.075 \rightarrow \mu_a \leq 0.392 \rightarrow \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.960$$

$$A_a = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34.69 \times 10^5}{0.960 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.8 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78 cm² avec un espacement de **S_t = 20cm**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 25cm**

❖ **Appuis B : M_B = -1.7kN.m**• **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.7 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.004$$

$$\mu_b = 0.004 \rightarrow \mu_b \leq 0.392 \rightarrow \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0.998$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.7 \times 10^5}{0.998 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement **S_t = 20cm**

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² → avec un espacement **S_t = 25cm**

➤ **En travée : M_T = kN.m**

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.83 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.010$$

$\mu_t = 0.010 \rightarrow \mu_t \leq 0.392 \rightarrow$ donc la section est **simplement armée (SSA)**

$$\beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.83 \times 10^5}{0.995 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78 cm² → avec un espacement **S_t = 20 cm**

- **Armatures de répartitions :**

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

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² → avec un espacement **S_t = 25cm**

❖ **Vérification a l'ELU :**

- a) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

A_{adopté} > A_{min}

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}$$

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

➤ **Aux appuis :**

$$A_A = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_B = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}.$

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Contraintes tangentielles :

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

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{36.18 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.201 \text{ MPa}$$

Avec : T_{\max} : Effort tranchant maximal.

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

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

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

- Influence sur le béton :

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Art A.5.1.3.1.3/BAEL99}).$$

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \cdot 0.9bd}{\gamma_s}$$

$$v_u = \frac{0.4 \times 25 \times 100 \times 0.9 \times 18}{1.5} = 10800KN$$

$$V_u^{\max} = 36.18KN < 10800KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur les armatures :

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(v_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(36.18 + \frac{-34.69 \times 10^{-2}}{0.9 \times 18} \right) = 0.104cm^2$$

$$A_a = 6.78cm^2 > 0.104cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow (\text{Art A.6.1.3/BAEL99})$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

- Appui A :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60$$

$$\tau_{se} = \frac{36.18 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.0} = 0.988MPa$$

$$\tau_{se} = 0.998MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Appui B :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.6$$

$$\tau_{se} = \frac{13.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 126} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ (Art A.6.1.2.1/BAEL99)}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

❖ Calcul à l'ELS

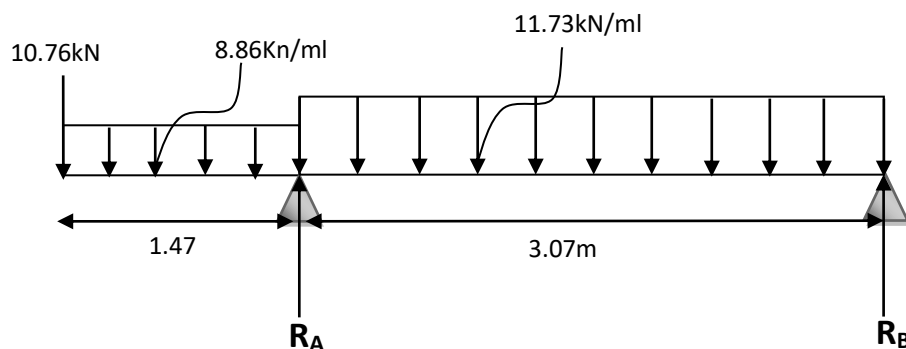


Figure III.16 : Schéma statique (ELS).

○ **Les réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM:

$$\sum F = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - F - (q_{up} \times 1.47) - (q_{uv} \times 3.07) = 0$$

$$R_A + R_B = 59.8 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow -F \times 1.47 - (q_{up} \times 1.47 \times 1.47/2) + (q_{uv} \times 3.07 \times 3.07/2) - R_B \times (3.07) = 0$$

$$R_B = 9.74 \text{ kN}$$

$$R_A = 50.06 \text{ kN}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

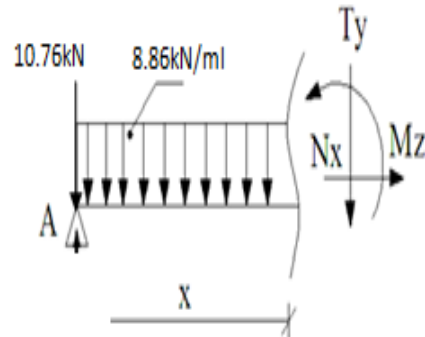
1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1.47\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -8.86 \times \frac{x^2}{2} - 10.76 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 1.47 \text{ m} \rightarrow M(1.47) = \mathbf{-25.38 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow T = -8.86x - 10.76$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{-10.76 \text{ KN}} \\ X = 1.47 \text{ m} \rightarrow T(1.47) = \mathbf{-23.78 \text{ KN}} \end{cases}$$

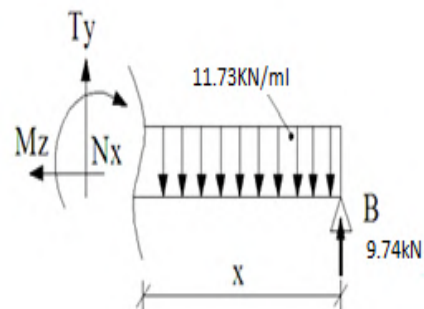
2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 3.07\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -11.73 \times \frac{x^2}{2} + 9.74 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = \mathbf{-25.38 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 11.73x - 9.74$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{-9.74 \text{ KN}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow T(1.3) = \mathbf{26.27 \text{ KN}} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M_{\max} = T = 0 = \mathbf{M = 0} \\ M_{\max} = M(0.8) = \mathbf{4.04 \text{ KN.m}} \end{cases} \Rightarrow 11.73x - 9.74 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{0.8 \text{ m}}$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

$$11.73x - 9.74 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{0.8 \text{ m}}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X=0.8\text{m}$. Donc $M_{z\max}=4.04\text{kN.m}$

• **Moment en appuis:**

$$M_u \text{ ap} = (-0.3) M_u \text{ max} = (-0.3) \times (4.04) = -1.2 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_u \text{ travée} = (0.85) M_u \text{ max} = (0.85) \times (4.04) = 3.43 \text{KN.m}$$

Alors :

$$M_B \text{ appui} = -1.2 \text{KN.m}$$

$$M_T \text{ travée} = 3.43 \text{KN.m}$$

$$M_A \text{ appui} = -25.38 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{max de la console}} = -25.38 \text{KN.m}$$

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.47$	$-8.86x - 10.76$	$-8.86 \times \frac{x^2}{2} - 10.76 x$	0	-10.76	0
			1.47	-23.78	-25.38
$1.47 \leq x \leq 3.07$	$11.73x - 9.74$	$-11.73 \times \frac{x^2}{2} + 9.74 x$	0	-9.94	0
			3.07	26.27	-25.38

Tableau III.8: Tableau des efforts internes à l'ELS.

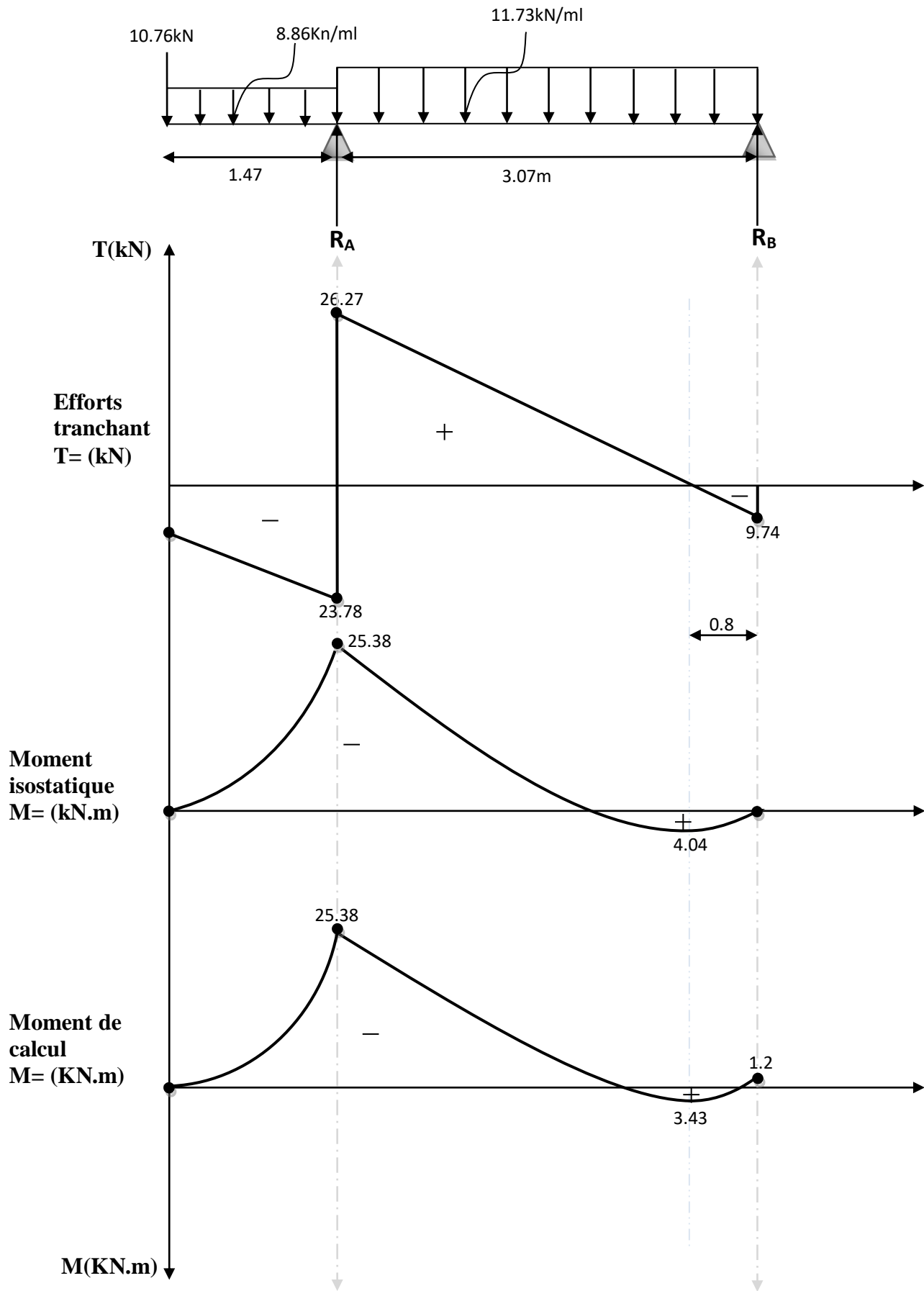


Figure.III.17: Diagramme des efforts interne a l'ELS.

❖ Vérification à l'ELS :

- Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\rho = 0.377 \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{25.38 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} = 229.8MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229.8}{37.63} = 6.1MPa < 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appui B :

$$\rho = \frac{100 \times A_b}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho = 0.174 \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_b} = \frac{1.2 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 22.78MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{22.78}{58.53} = 0.39MPa < 15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\rho = 0.377 \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.43 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} = 31.06MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{31.06}{37.63} = 0.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

○ **Etat limite de déformation : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{307} = 0.0651 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{307} = 0.0651 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{3.43}{138.2} = 0.024 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : M_0 : moment isostatique

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

III.3.4. Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier sera ferrailé comme suit :

➤ **Aux Appuis:**

▪ **Appui A:**

Armatures principales: 6HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

▪ **Appui B:**

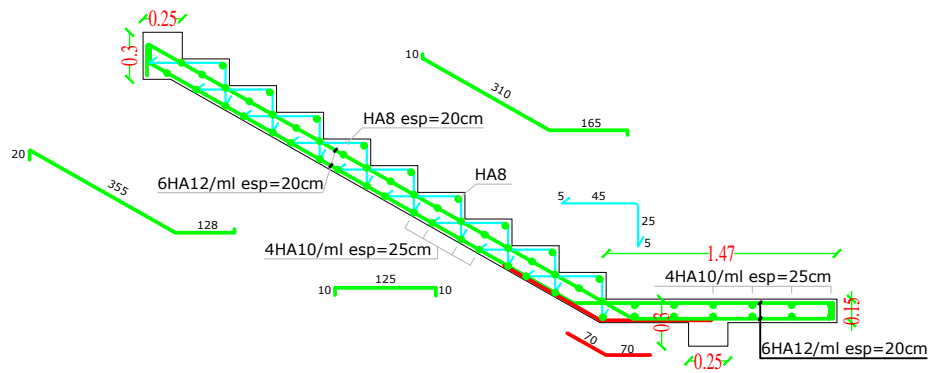
Armatures principales: 4HA10/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

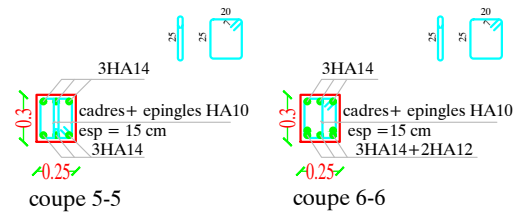
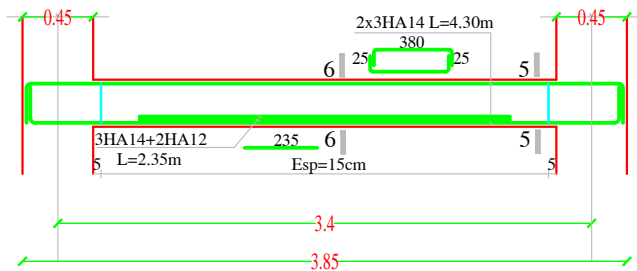
➤ **En travée :**

Armatures principales: 6HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.



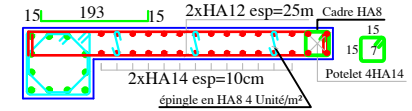
COFFRAGE ET FERRAILLAGE D'ESCALIER



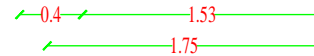
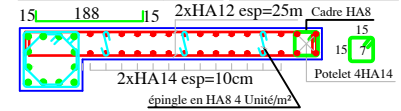
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DELA POUTRE PALIERE

Coffrage & Ferrailage du Voile VL2, L=1.75m, EP=20cm :

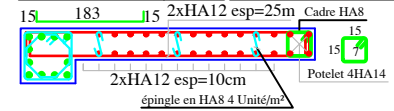
Zone 1.niv ±0.00 jusqu'au +10.54



Zone 2.niv +10.54 jusqu'au +19.72



Zone 2.niv +19.72 jusqu'au +28.90



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :
BOUAZIZ Rania
AIT SAADI Sarah

Plan 19:
Coff-Ferr des Voiles
Coff-Ferr d'Escalier
Coff-Ferr de P-Palière

Encadré par :
Mr LOUZAI Amar

Promotion:
2019-2020

Echelle: 1/40

III.4. Calcul de la poutre palière

III.4.1. Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.80m (entre nu d'appuis).

III.4.2. Pré dimensionnement :

✓ Poutre palière de l'étage courant :

a. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 340\text{cm} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10}$$

$$\text{Donc : } 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$.

b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25\text{cm}$.

c. Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

$$b \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots 25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 35 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{35}{25} = 1.4\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $b \times h = (25 \times 35)$

❖ **Détermination des charges revenant à la poutre :**

- Poids propre de la poutre : $G = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ kN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre :

ELU	}	$R_u = 68.86 \text{ kN}$
ELS		$R_s = 50.06 \text{ kN}$

1. Calcul à l'ELU:➤ **Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 2.19 + 68.86 = 71.82 \text{ kN/ml}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 122.1 \text{ kN}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{71.82 \times 3.4^2}{8} = 103.8 \text{ kN.m}$$

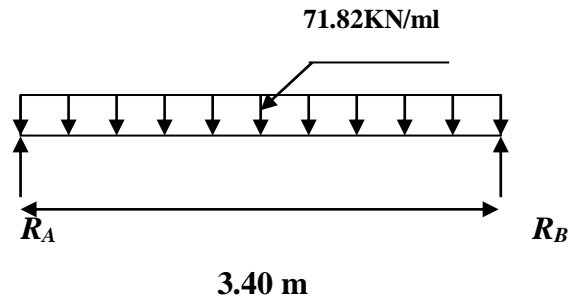
➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = R_A = R_B = 122.1 \text{ kN}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0.3M_u = -31.14 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_u = 88.23 \text{ kN.m}$$

❖ **Les résultats sont sur le diagramme suivant :**

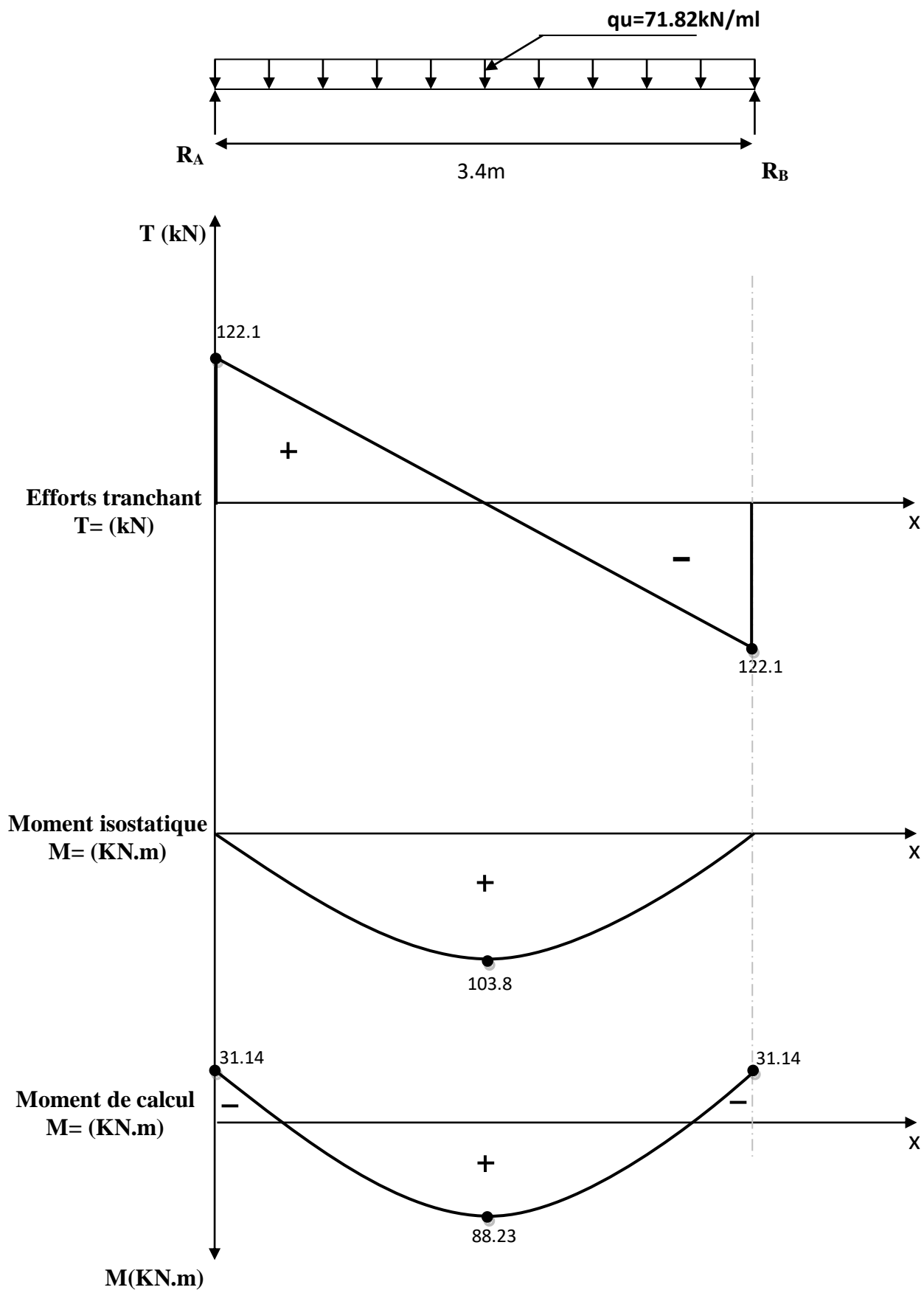


Figure III.17 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

2. Calcul des armatures:✓ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{88.23 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.318 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.802$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{88.23 \times 10^3}{0.802 \times 28 \times 348} = 11.3 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA14 = 12.31cm²**✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.14 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.112 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.940$ donc :

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.14 \times 10^3}{0.940 \times 28 \times 348} = 3.4 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA 14 = 4.62cm²****3. Vérification à l'ELU:****a. Condition de non fragilité :**On doit avoir : $A_s \geq A_{\min} = 0.23 bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$$A_s > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :On a : $T_{\max} = 120.51 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{122.1 \times 10^3}{280 \times 250} = 1.74 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1.74 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

c. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99 ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$.

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

$$\text{avec : } \begin{cases} \sum u_i = 8 \times 3.14 \times 1.4 = 35.17 \text{ cm.} \\ Vu(\text{max}) = R_A = R_B = 122.1 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{122.1 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 351.7} = 1.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

$$L_S = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow L_S = 50 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_S = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

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

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 122.1 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}} = \frac{122.1 \times 10^3}{348} = 350.86 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 3.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f. diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t < \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right\}$$

$$\left\{\begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.85\text{cm} \\ \phi_l = 1.4\text{cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{25}{10} = 2.5\text{ cm} \end{array}\right. \rightarrow \text{On prend } \phi_t = 10\text{mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **espacement des armatures transversales St :**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(25.2; 40\text{cm}) \rightarrow St_1 = 15\text{cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min\left(\frac{l}{4}; 12\phi\right)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(7.5; 16.8) \Rightarrow St = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $St = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$; on prend $St = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 < 1.57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < 1.57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4. Calcul à l'ELS:

➤ Combinaison de charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.19 + 50.06 = 52.25 \text{ KN/ml}$$

➤ Réaction d'appuis:

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 88.83 \text{ KN}$$

➤ Moment isostatique:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{52.25 \times 3.4^2}{8} = 75.50 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant:

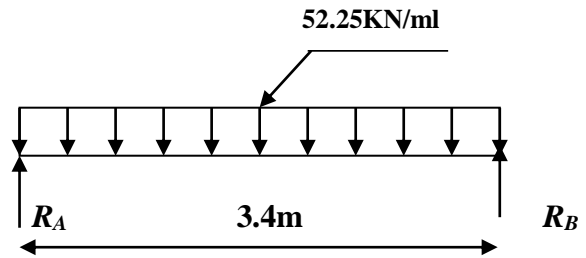
$$T_s = R_A = R_B = 88.83 \text{ KN/ml}$$

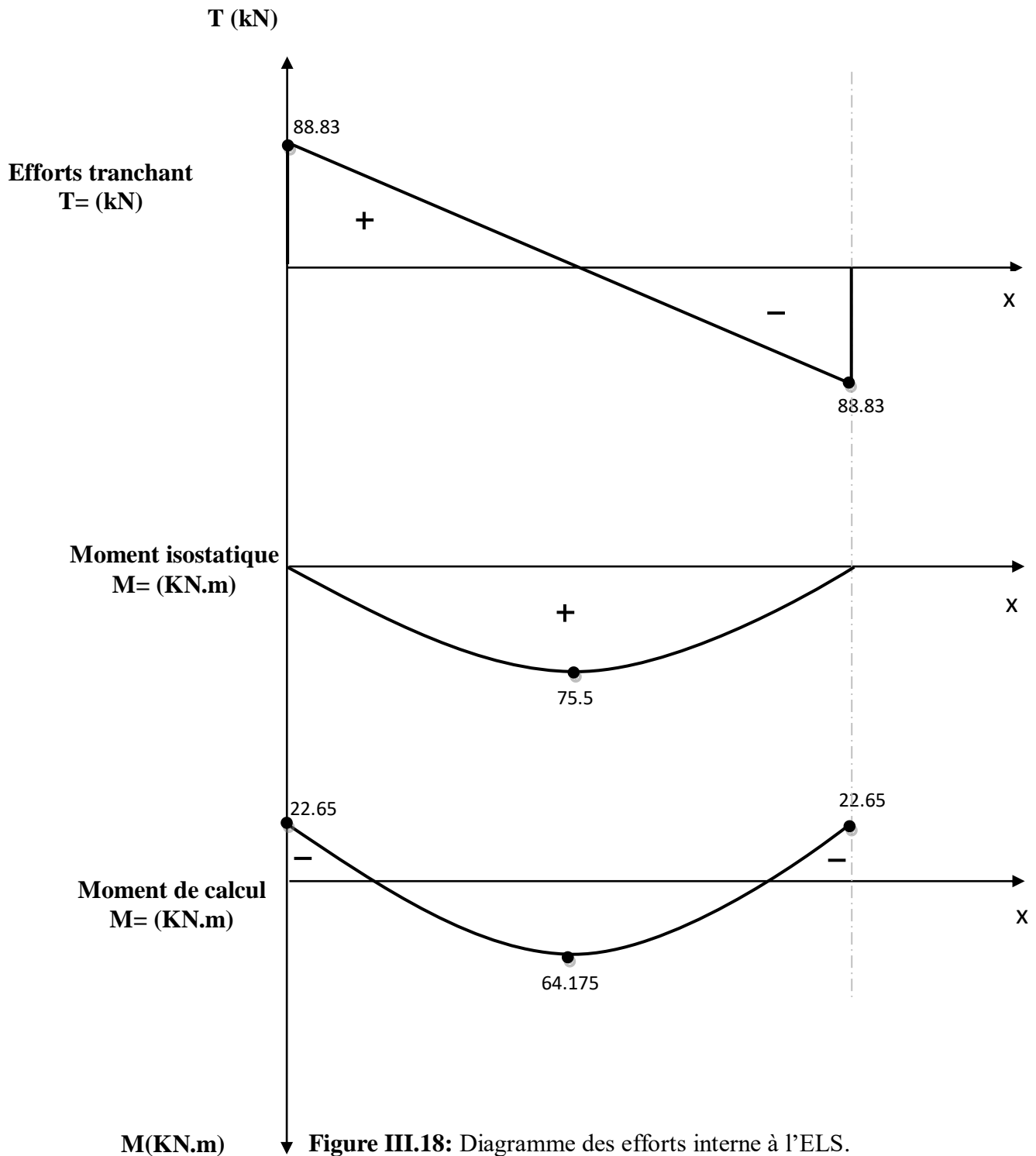
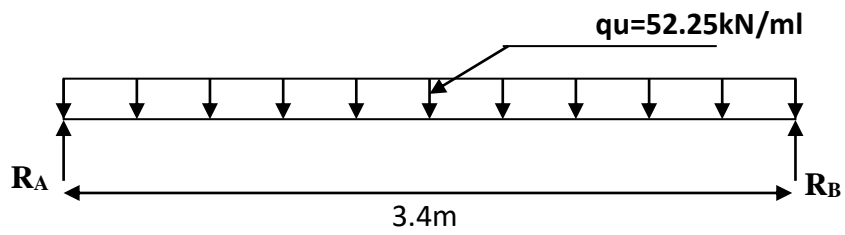
✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -22.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 64.18 \text{ KN.m}$$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :





5. Vérification à ELS:**a. Etat limite de compression du béton:**

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.660$$

$$\text{Par interpolation} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{22.65 \times 10^3}{4.62 \times 0.881 \times 28} = 198.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 7.35 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 12.31}{25 \times 28} = 1.76$$

$$\text{Par interpolation :} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.830 \\ K = 14.41 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A\beta d} = \frac{64.18 \times 10^3}{12.31 \times 0.830 \times 28} = 210.34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 14.6 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

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

c. Etat limite de déformation:

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

$$\checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=300 \text{ cm} \\ L=340 \text{ cm} \\ b= 25 \text{ cm} \\ d= 28 \text{ cm} \\ M_{ts} = 64.18\text{KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 75.50 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS}) \end{array} \right.$$

$$A = 12.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée})$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0.103 > 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad \rightarrow \quad 0.103 > 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad 0.011 = 0.011 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

III.4.3. Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.5. La salle machine :

III.5.1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation vertical entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimension ($1.6 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$) reposant sur (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de ($V = 1 \text{ m/s}$). La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

III.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

- **Épaisseur de la dalle :** L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t = \frac{lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau de feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1.6}{1.6} = 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

On a: $U = U_0 + 2 \cdot \epsilon e + h_t$

$$V = V_0 + 2 \cdot \epsilon e + h_t$$

Avec :

H_t : épaisseur de la dalle ($h_t = 15 \text{ cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$)

Le coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \epsilon = 1$

($U \times V$) : surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

($U_0 \times V_0$): côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

D'où : $U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Les côté :

U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

❖ **Détermination des sollicitations :**

$$\circ \text{ A L'ELU : } \quad q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Et } \quad P_u = 1.35P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de } 1 \text{ m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml (charge concentrée dus au système de levage)}$$

○ **A L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = p = 90 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments :****a. moment du au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tableaux de PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x ET V/L_y)

$$\nu : \text{coefficient de poisson: } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 1 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.60} = 0.66 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.6} = 0.66 \end{cases} \quad \text{Après interpolation : } \begin{cases} M_1 = 0.0656 \\ M_2 = 0.0656 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times (0.0656 + 0) = 7.970 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times (0.0656 + 0) = 7.970 \text{ KN/m}$$

b. moment du poids propre de la dalle pleine :

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

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

$$\rho = 1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2}=0.0368 \times 8.048 \times 1.6^2=0.758 \text{KNm}$$

$$M_{y2}=1 \times 0.758=0.758 \text{KNm}$$

c. Superposition des moments:

$$M_x=M_{x1}+M_{x2}=7.97+0.758=8.728 \text{ kN.m}$$

$$M_y=M_{y1}+M_{y2}=7.79+0.758=8.728 \text{ kN.m}$$

d. Correction des moments :

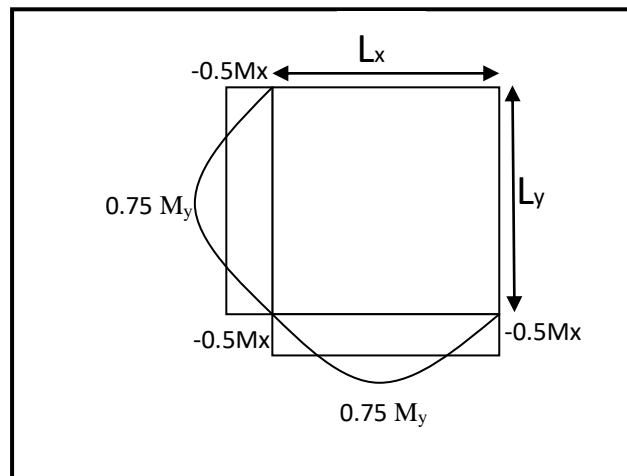


Figure III.21 : Correction des moments.

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0.75 en travée et de (-0.5) aux appuis :

• **En travée :**

$$M_x^t=0.75 \times M_x=0.75 \times 8.728=6.546 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t=0.75 \times M_y=0.75 \times 8.728=6.546 \text{ kN.m}$$

• **Sur appuis :**

$$M_x^a=-0.5 \times M_x=-0.5 \times 8.728=-4.364 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a=-0.5 \times M_y=-0.5 \times 8.728=-4.364 \text{ kN.m}$$

III.5.3. Ferrailage:

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

❖ **Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.364 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018 \leq 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{Ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.364 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.97 \text{cm}^2$$

On adopte pour $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$ avec $St = 25 \text{cm}$

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.546 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.027 \leq 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_{st}^t = \frac{M_{Tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.546 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.47 \text{cm}^2$$

On adopte pour $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$ avec $St = 25 \text{cm}$.

❖ **Sens y-y :**

On a $M_x^t = M_y^t$ et $M_x^a = M_y^a$ donc les valeurs μ et A_{st}^a aux appuis et en travées dans le sens y-y et le sens x-x sont égaux

Donc :

- **Aux appuis :**

$$\mu = 0.018 \leq 0.329 \quad \rightarrow \text{SSA} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st}^a = 0.97 \text{cm}^2$$

On adopte pour $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$ avec $St = 25 \text{cm}$.

- **En travées :**

$$\mu = 0.027 \leq 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_{st}^a = 1.47 \text{cm}^2$$

On adopte pour $A_{st}^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$ avec $St = 25 \text{cm}$.

- **Vérification a l'ELU :**

- a. **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\min} = \rho \times S = \rho_0 \frac{\left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3-1)}{2} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction. ($\rho_0=0.0008$)

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

b. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Escapement des Barres

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

- Armatures // à L_x : $A_x // L_x$: $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures // à L_y : $A_y // L_y$: $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d. Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL91) :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec/

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}$$

P_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow P_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$P_u = 121.5 < 0.045 \times 4.2 \times 10^3 \times 0.15 \times 25 / 1.5 = 472.5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U : T_{\max} = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{\max} = \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 297 \text{ kN/m}^2 = 0.297 \text{ Mpa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire.

▪ **Vérification à l'ELS :**

Calcul des moments :

a. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec: $\nu = 0.2$; $M_1 = 0.0656 \text{ kN.m}$; $M_2 = 0.0656 \text{ kN.m}$; $P_s = 90 \text{ Kn}$

$$M_{x1}^s = 90 \times (0.0656 + 0.2 \times 0.0656) = 7.085 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90 \times (0.0656 + 0.2 \times 0.0656) = 7.085 \text{ kN.m}$$

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

On a: $\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

Dans le sens L_x :

$$M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s \cdot (L_x)^2 \qquad M_{x2}^s = 0.0442 \times 5.85 \times (1.6^2) = 0.662 \text{ KN.m}$$

Dans le sens L_y :

$$M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s \qquad M_{y2}^s = 1 \times 0.662 = 0.662 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 7.085 + 0.662 = 7.747 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7.085 + 0.662 = 7.747 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

• **En travée :**

$$M_x^t = M_y^t = 0.75 \times 7.747 = 5.810 \text{ KN.m}$$

• **Sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 7.747 = -3.874 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

Sens x-x



Figure III.22 : Les moments dans les 02 sens.

e. Calcul des moments :

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :(article A.4.5-2 du BAEL91) :**

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

- la section est rectangulaire ;
- la nuance des aciers est de fe400
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ **Sens x-x = sens y-y**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_s \text{ tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.810 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0304$$

$$\gamma = \frac{M_t \text{ x u}}{M_t \text{ x s}} = \frac{6.546}{5.810} = 1.13 \quad \rightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0304 < 0.32 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_s \text{ ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.874 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0201$$

$$\gamma = \frac{\text{Max u}}{\text{Max s}} = \frac{4.364}{3.874} = 1.13 \quad \rightarrow \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0201 < 0.32 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

f. Etat limite de fissuration :

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

g. Vérification au poinçonnement :

$$P_s \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2 \text{ kN}$$

$$P_s = 90 \text{ kN}$$

$$\frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 0.15 \times 1000 \times 4.2 \times 25}{1.5} = 472.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow P_s = 90 \text{ kN} \leq 472.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens.

Chapitre IV :

Modélisation

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS *Version 9.1.4*

IV.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.3. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherches d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser

IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé ETABS *Version 9.1.4*

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

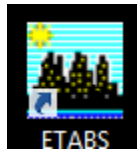


Figure IV.1 : Icône Application ETABS.

IV.5. Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Définition du séisme ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Rappel (terminologie) :

→ Grid line : ligne de grille.

→ Joints : nœuds.

→ Frame : portique (cadre).

- Shell : voile.
- Element : élément.
- Restreints : degré de liberté (D.D.L).
- Loads : charges.
- Uniformed loads : point d'application de la charge.
- Define : définir.
- Materials : matériaux.
- Concrète : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage.
- Column : poteau.
- Beam : poutre.

IV.5.1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures

IV.5.2. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par la force sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.6. La modélisation :

IV.6.1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser:

- La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

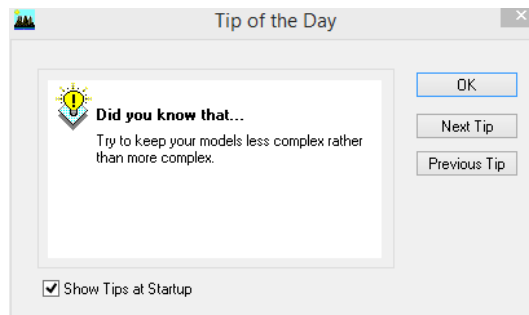


Figure IV.2 : Spécification de la géométrie de la structure.

a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :

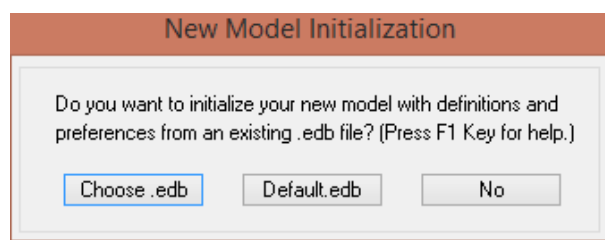


Figure IV.3 : Système d'unités.

b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

File → New model → No



➤ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

➤ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

➤ « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- ✓ le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ les hauteurs des différents étages.
- ✓ le nombre d'étages.
- ✓ les longueurs des travées.

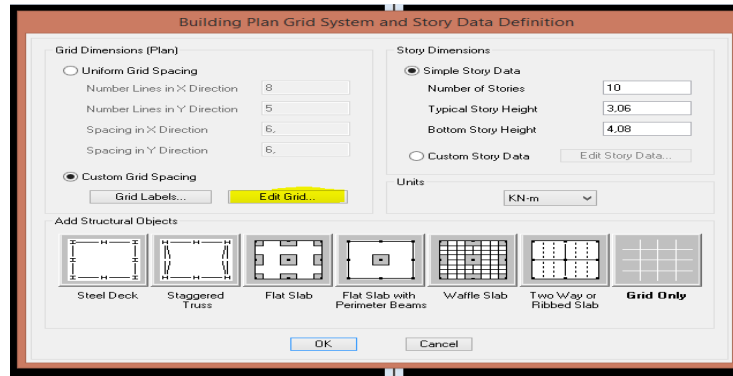


Figure IV.4 : Géométrie de base.

Après:

→ **Custom grid spacing** → **STORY DATA**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont adoptées pour notre structure.

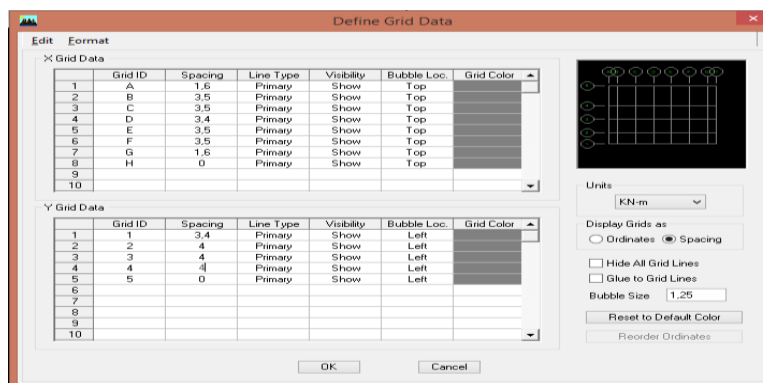


Figure IV.5 : Modification des longueurs des trames.

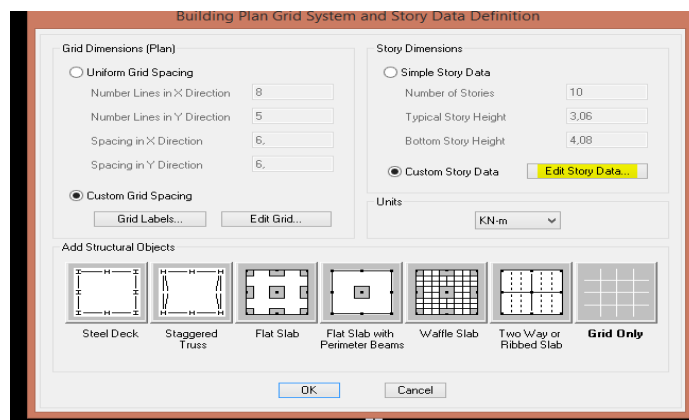


Figure IV.6 : Géométrie de base.

Pour modifié les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** Puis **Edit Story Data**.

On introduit les hauteurs des étages →OK→ OK

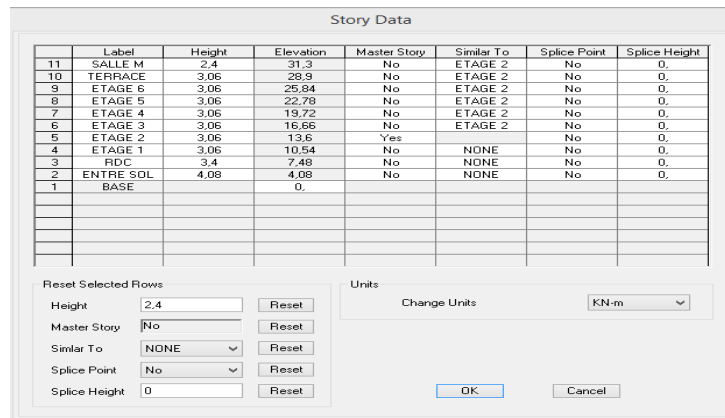


Figure IV.7 : Hauteurs des étages.

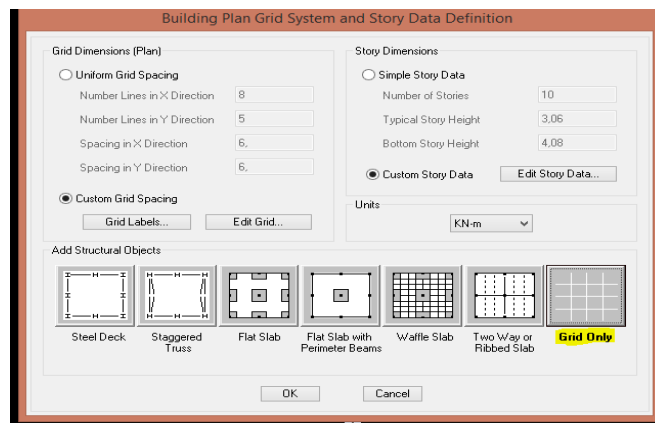


Figure IV.8 : Modification des longueurs des étages.

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

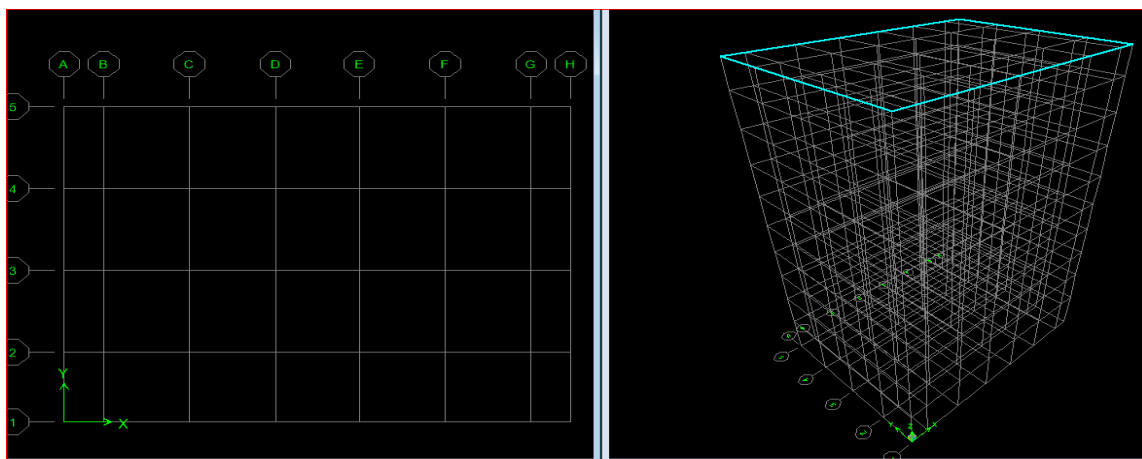


Figure IV.9 : Représentation de la structure en 2D et 3D.

IV.6.2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications :

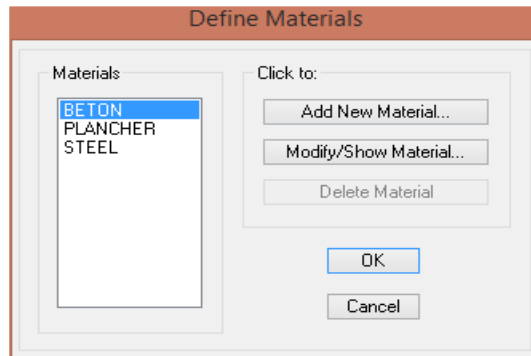


Figure IV.10 : Définir les propriétés mécaniques des matériaux.

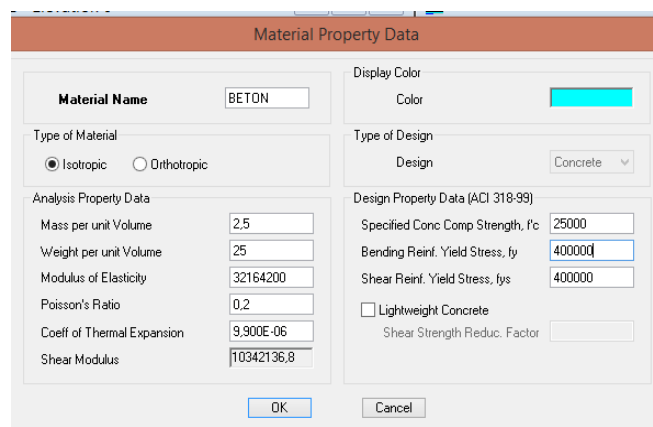


Figure IV.11 : Introduction des propriétés mécanique du béton.

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

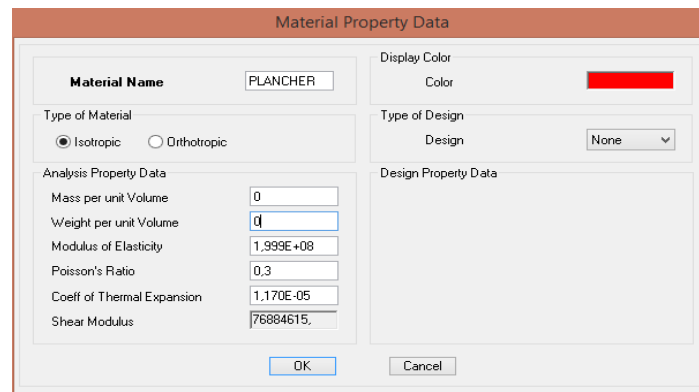



Figure IV.12 : Introduction des propriétés mécanique du plancher.

IV.6.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien directement sur l'icône  → Icône **properties** on sélection tout et on clique sur **delete property**.

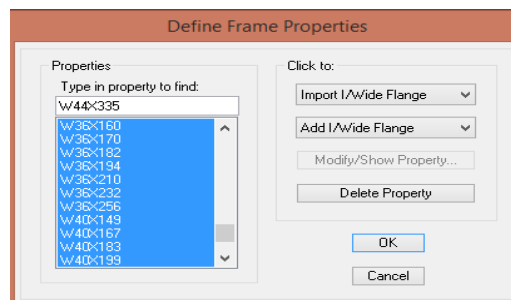


Figure IV.13: Affecter les sections des poteaux.

Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).
 Introduire les dimensions du poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement** Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** → **ok** → **ok**

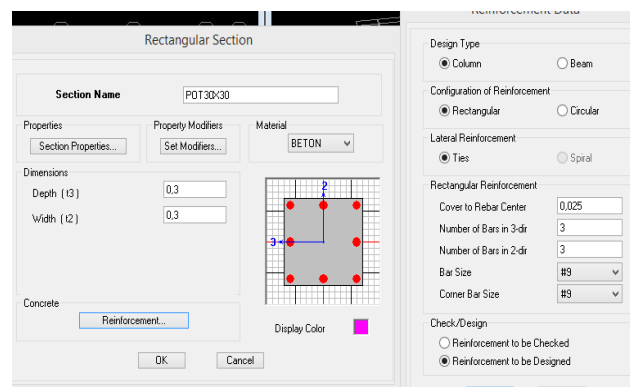


Figure IV.14 : Introduction des propriétés mécanique des poteaux.

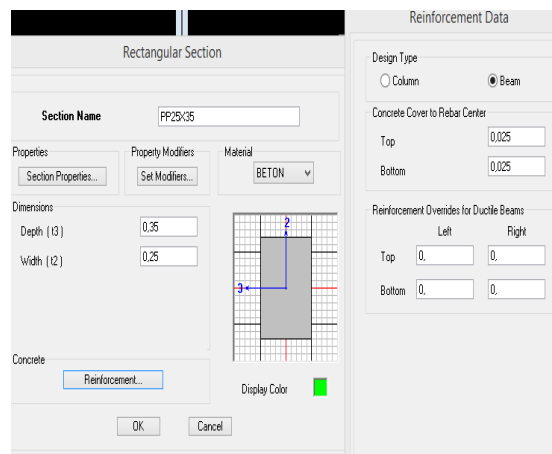


Figure IV.15 : Introduction des dimensions des poteaux.

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**
 Un clic sur → **Beam** introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** → **ok** → **ok**

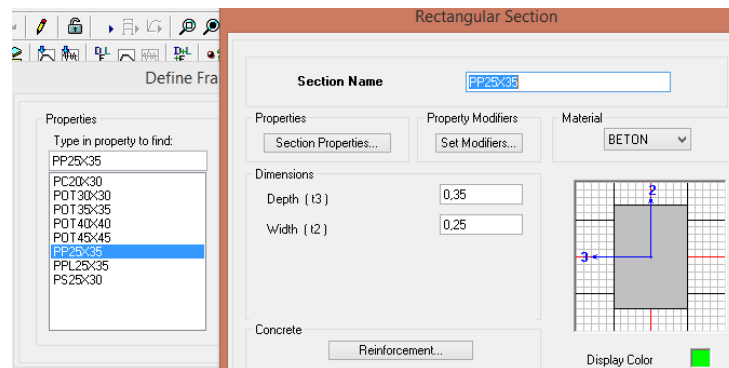


Figure IV.16 : Introduction des dimensions des poutres.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

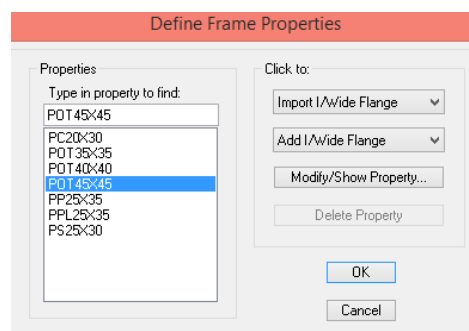


Figure IV.17 : choix des poteaux et des poutres.

- **Définition des voiles et dalle plane et planchers :**

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall.

On spécifie le nom et l'épaisseur des corps creux :

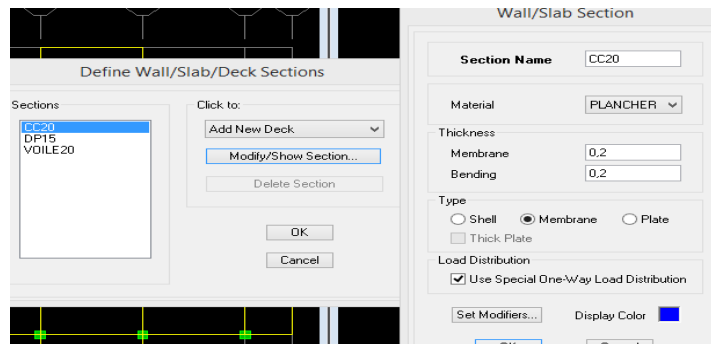



Figure IV.18 : Introduction des dimensions des corps creux.

On spécifie le nom et l'épaisseur la dalle pleine :

Define →  Wall/slab/ deck section → Add New Slab

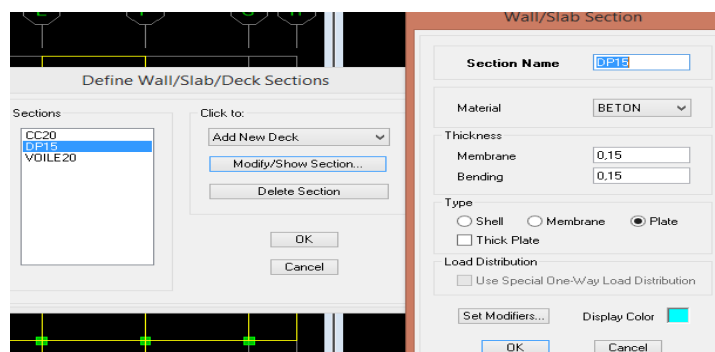


Figure IV.19 : Introduction des dimensions des dalles planes.

On spécifie aussi le nom et l'épaisseur des voiles :

Define →  Wall/ slab / deck section → Add New Wall.

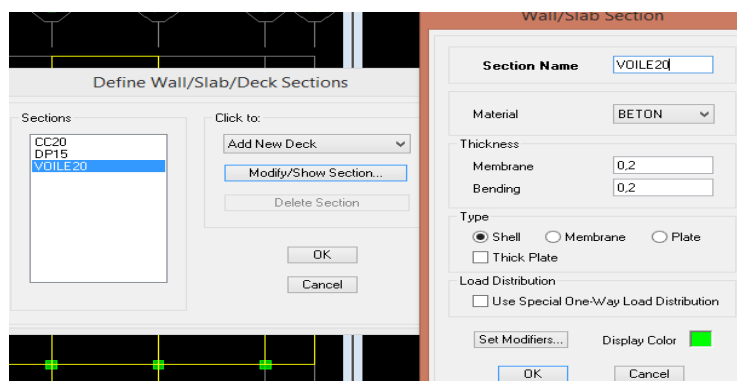


Figure IV.20 : Introduction des dimensions des voiles.

IV.6.4. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

➤ Charges G et Q :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir :

• Charges permanente :

- ✓ **Load Name** (Nom de la charge) : **G**
- ✓ **Type** : **DEAD** (permanente).
- ✓ **Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : **1**

• Surcharge d'exploitation :

- ✓ **Load Name** (Nom de la charge): **Q**
- ✓ **Type**: **LIVE** (exploitation).
- ✓ **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define → **Static load cases**

Dead → **Modify load** → écrire **G = 1**

Live → **Modify load** → écrire **Q = 0**

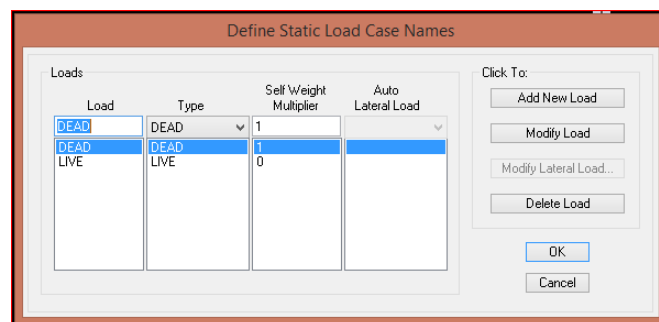


Figure IV.21: Définition des charges d'exploitations G et Q.

➤ Charge dynamique (EX et EY) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

• Données à introduire dans le logiciel

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R = 5**

Facteur de qualité (**Q**) : **Q = 1 + Σ pq = 1.10**

Coefficient d'amortissement (%) = **8.5 %** la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10%$ (structure en voiles).

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**.

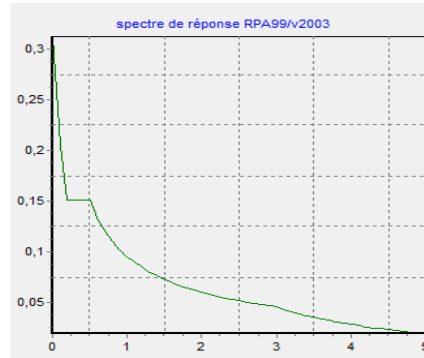


Figure IV.22 : Introduction de RPA.

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → **Nom Enregistré**.
Define → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new Function** Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert to used defined** → **ok**

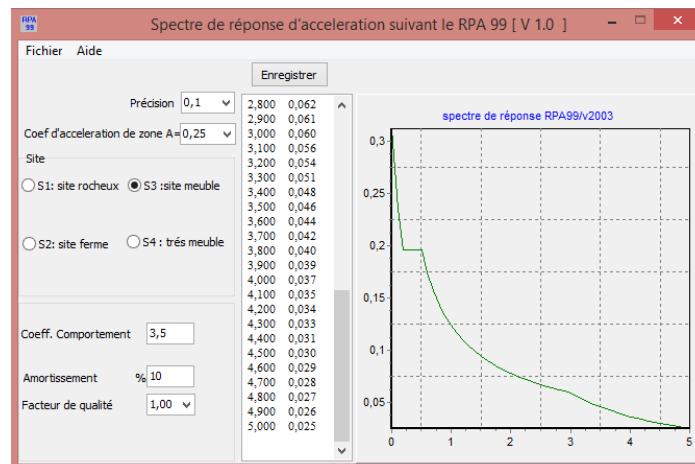


Figure IV.23 : Spectre de réponse RPA 99.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

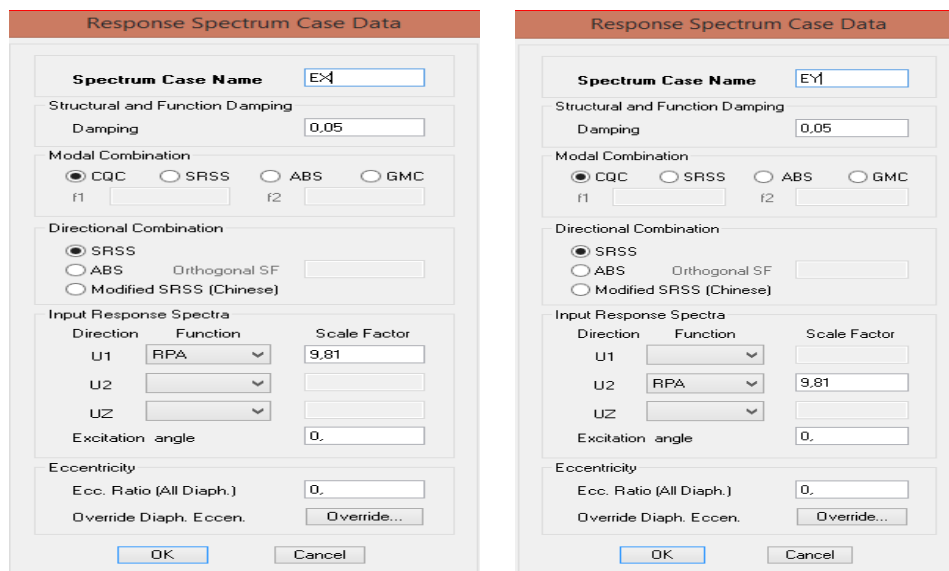


Figure IV.24 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

IV.6.5. Introduction des combinaisons d'actions :

1. Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

- **Combinaisons selon le BAEL**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Combinaisons selon le RPA**

$$G + Q + Ex \qquad 0.8G + Ex$$

$$G + Q - Ex \qquad 0.8G - Ex$$

$$G + Q + Ey \qquad 0.8G + Ey$$

$$G + Q - Ey \qquad 0.8G - Ey$$

- **Combinaisons de poids :**

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo** → **Choisir le nom** → **définir le coefficient.**

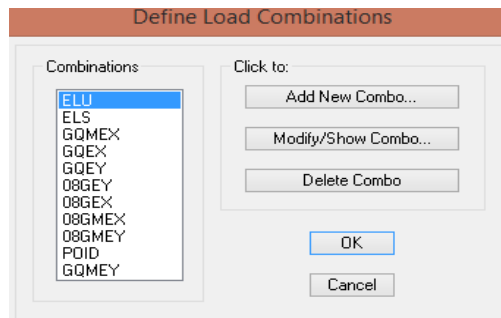



Figure IV.25 : Introduction des combinaisons d’actions.

❖ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

- **Pour les poteaux :**

On clique sur l’icône  ou bien **Draw → Draw line objects Create → columns in region or at Clicks (plan)** → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner)

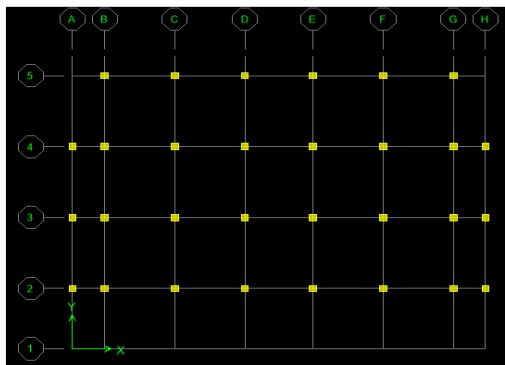


Figure IV.26 : Dessin des poteaux.

- **Dessin des poutres :**

Draw →  Draw line → Objects create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l’axe considéré).

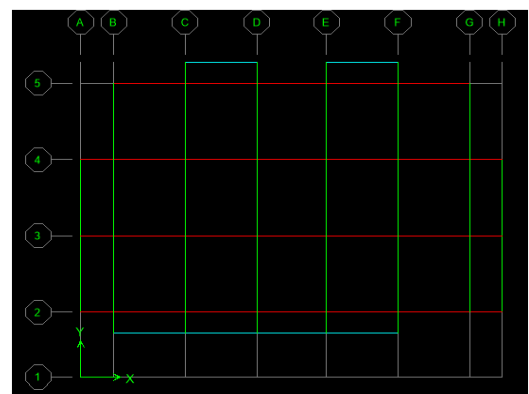
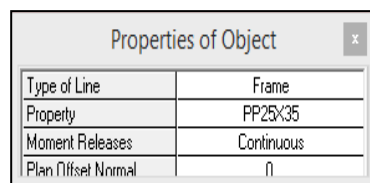


Figure IV.27 : Dessin des poutres.

Pour copier les éléments à un autre étage identique :

Edit Replicate Story cocher les étages identique **Ok**

- **Dessiner les voiles :**

Draw →  **Draw area Objects** → create wall in region or at clicks (plan) → Simple

Clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects draw wall (plan)**

Introduire la longueur de voile et dessiner

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE20
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

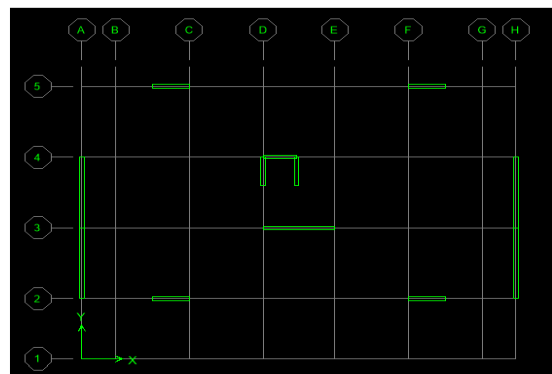



Figure IV.28 : Dessin des voiles.

- **Dessiner les dalles pleines et corps creux :**

Draw → **Draw area Objects** →  **Draw Area (plan, elev, 3D)**

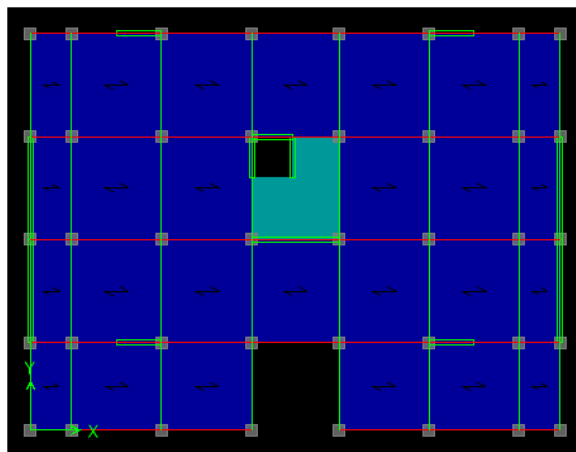


Figure IV.29 : Dessin des dalles pleines et corps creux.

- **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok.

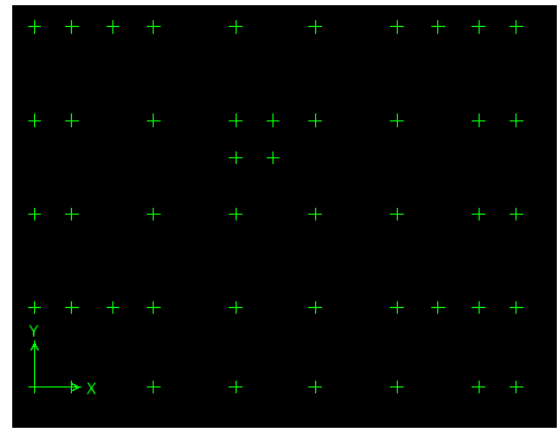
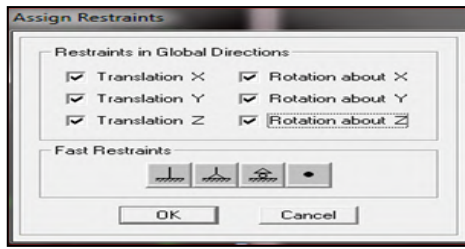


Figure IV.30 : Encastrement de la base de structure.

A fin de dessiner tout ça on aura sur logiciel :

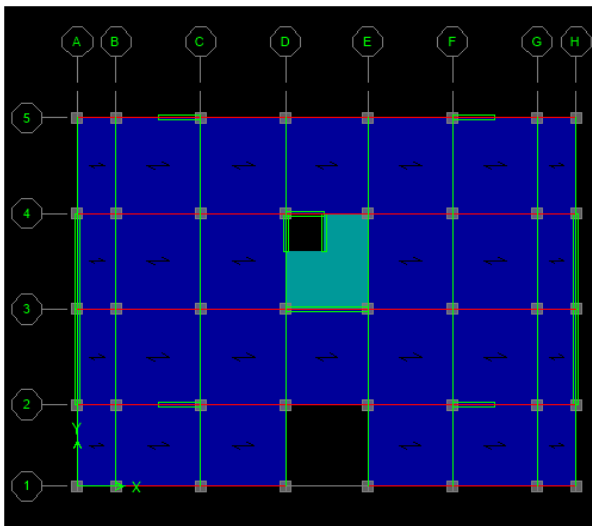


Figure IV.31 : Vue de la structure de l'entre sol en plan.

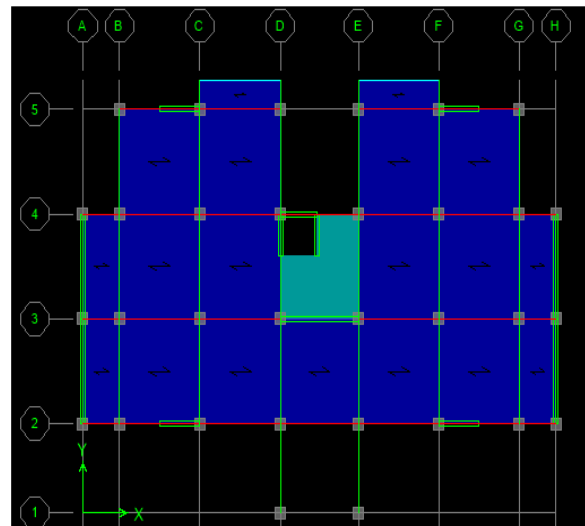


Figure IV.32 : Vue de RDC en plan.

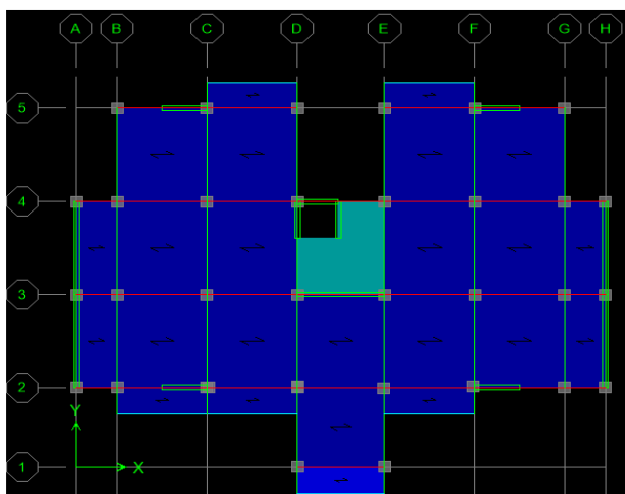


Figure IV.33 : Vue de 1^{er} étage en plan.

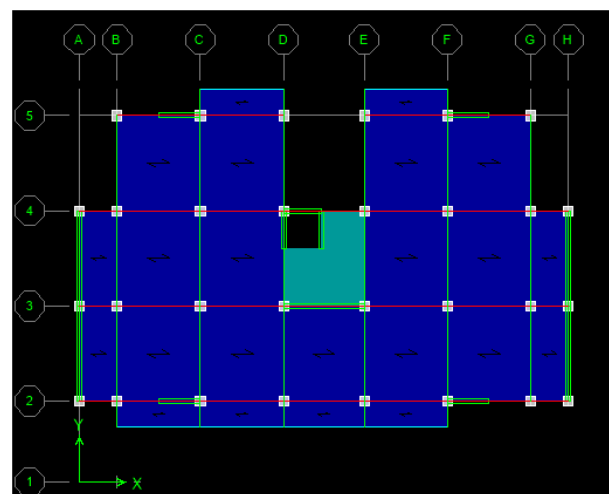


Figure IV.34 : Vue de la structure des étages courants en plan.

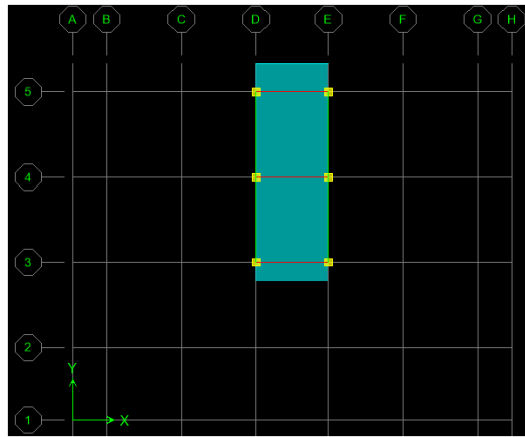


Figure IV.35 : Vue de la structure de la salle machine en plan.

- On obtient le schéma final de la structure :

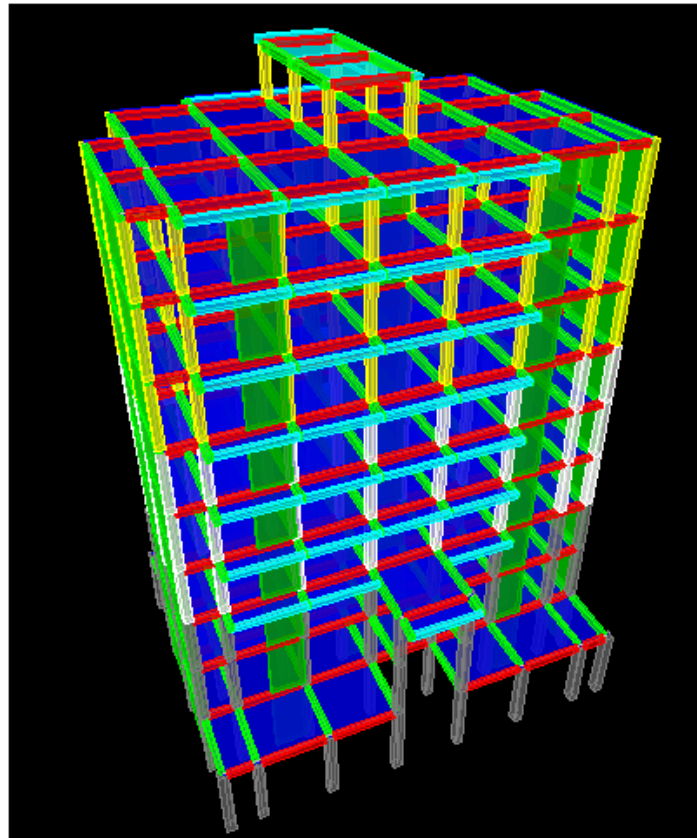


Figure IV.36 : Vue de la structure en 3D.

- Chargement de la structure :

$$\text{Etage terrasse : } \begin{cases} G=5.46 \\ Q=1 \end{cases}$$

$$\text{Balcon : } \begin{cases} G=5.46 \\ Q=3.5 \end{cases}$$

Plancher entre sol :	$\left\{ \begin{array}{l} G=5.16 \\ Q=2.5 \end{array} \right.$
Plancher étage courants :	$\left\{ \begin{array}{l} G=5.16 \\ Q=1.5 \end{array} \right.$
Plancher terrasse :	$\left\{ \begin{array}{l} G=5.46 \\ Q=1 \end{array} \right.$

- **Chargement des balcons :**

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon → 

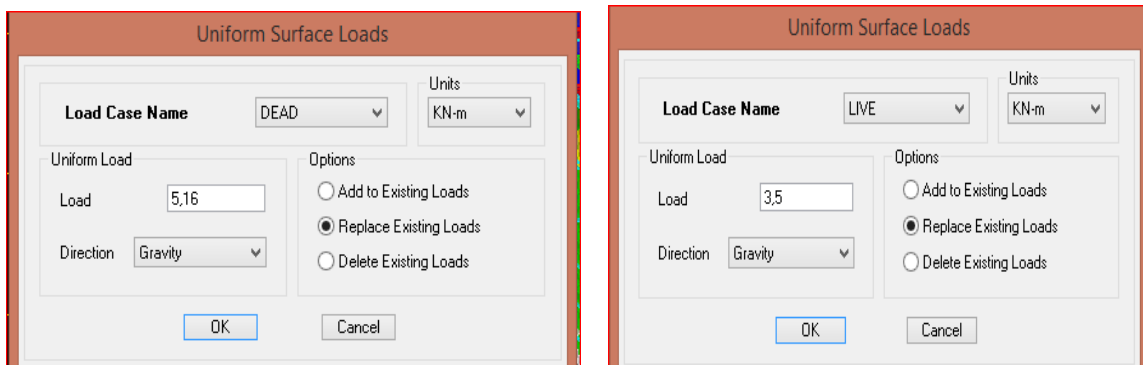



Figure IV.37 : Chargement de balcon corps creux.

- **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q.

- **Spécification des conditions aux limites (diaphragmes) :**

Sélectionné en plans le premier étage → Assign → Joint/point →  DiaphragmAdd → add new Diaphragm → D1.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

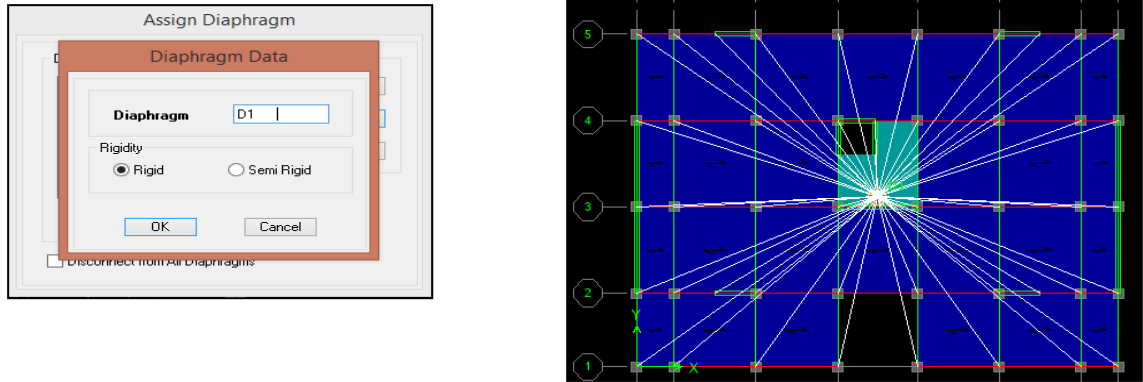


Figure IV.38 : Diaphragme de l'entre sol.

On fait la même chose pour les autres étages :

- **Analyse de la structure**

Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok

Écrire le nombre de modes :

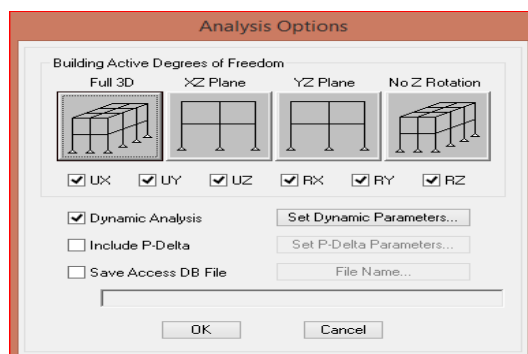


Figure IV.39 : Introduction de nombre de mode.

❖ **Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :**

Pour analyser On clique sur → **F5 ou analyse** → **Run analyse**

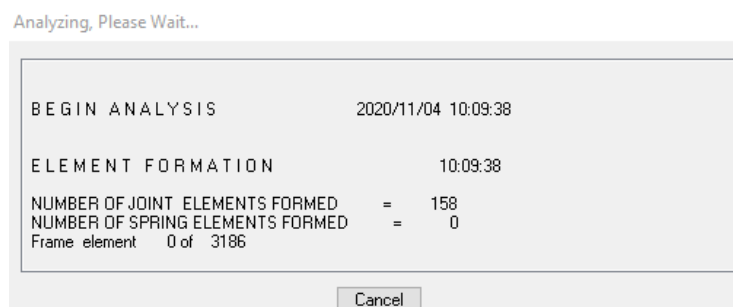


Figure IV.40 : Analyse de la structure.

❖ **Vérification des modes :**

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios



➤ **Déplacement de la structure selon les modes :**

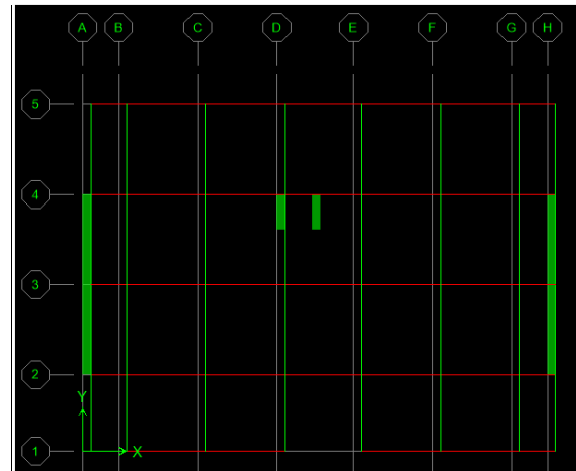
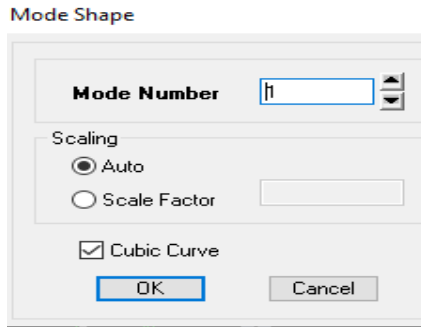


Figure IV.41 : Déplacement de la structure selon le mode 1.

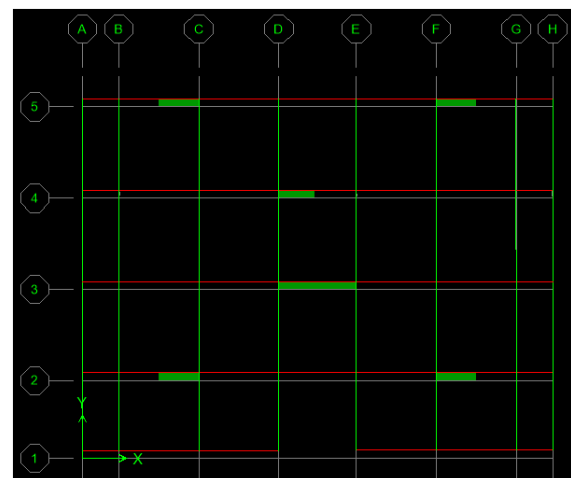
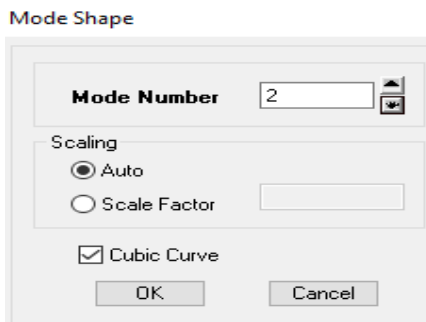


Figure IV.42 : Déplacement de la structure selon le mode 2.

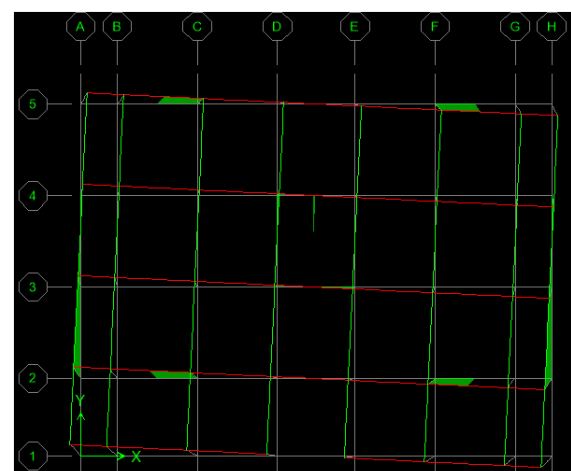
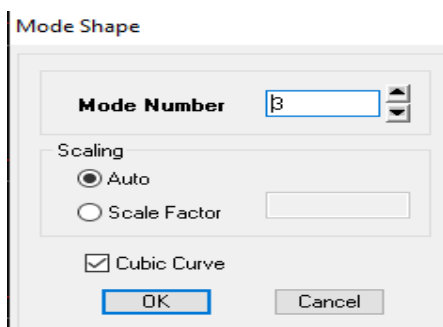


Figure IV.43 : Déplacement de la structure selon le mode 3.

Chapitre V :

Vérification RPA

V.1. Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2. Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) :

- **Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2) :**

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

- a. Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

- b. Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en 'a)', les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) :

1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.4. Vérification RPA :

V.4.1. Vérification de la période empirique T :

i. Calcul de la période empirique :

$$T = C_{TX}(h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0.05 \times (31.30)^{3/4} = 0.66 \text{ s}$$

ii. Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0.858 \text{ s}$$

iii. Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK

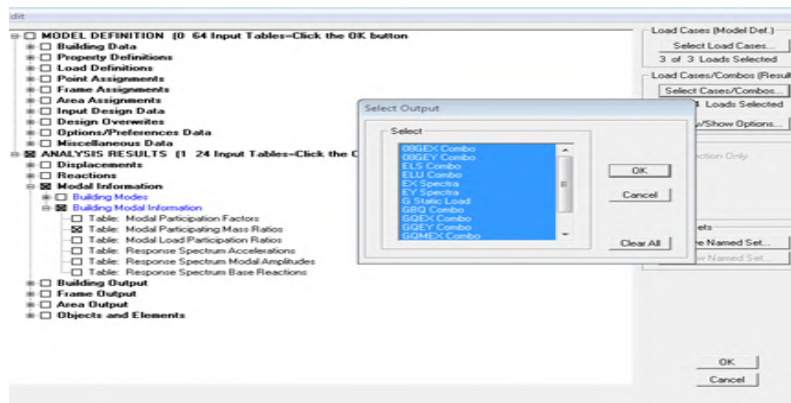


Figure V.1: Etapes pour détermination de la période.

Un autre tableau s’affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »
 Les résultats s’afficheront comme suit :

		Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.800846	70,2757	0,0015	0,0000	70,2757	0,0015	0,0000	0,0020
	2	0.438083	0,0010	67,2263	0,0000	70,2767	67,2278	0,0000	97,6653
	3	0.307212	0,0362	0,2040	0,0000	70,3128	67,4318	0,0000	0,2240
	4	0.207771	16,8926	0,0008	0,0000	87,2055	67,4326	0,0000	0,0001
	5	0.108800	0,0029	9,9422	0,0000	87,2084	77,3748	0,0000	0,8845
	6	0.104436	2,3905	0,0150	0,0000	89,5989	77,3898	0,0000	0,0012
	7	0.092175	0,0002	12,4107	0,0000	89,5991	89,8004	0,0000	1,0149
	8	0.085661	2,9816	0,0869	0,0000	92,5807	89,8873	0,0000	0,0073
	9	0.084902	1,7848	0,0985	0,0000	94,3655	89,9859	0,0000	0,0081
	10	0.070954	0,0002	0,0169	0,0000	94,3657	90,0028	0,0000	0,0000
	11	0.051978	3,2255	0,0004	0,0000	97,5912	90,0032	0,0000	0,0000
	12	0.044050	0,0005	6,1806	0,0000	97,5918	96,1838	0,0000	0,1647

Figure V.2: Résultats d’analyse dynamique ETABS.

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Période
1	0.800846
2	0.438083
3	0.307212
4	0.207771
5	0.108800
6	0.104436
7	0.092175
8	0.085661
9	0.084902
10	0.070954
11	0.051978
12	0.044050

Tableau V.1 : récapitulatif des périodes en fonction des modes.

✓ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0.66$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0.858$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.80$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→ La période est vérifiée.

V.4.2. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables

ANALYSIS RESULTS → building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :

		Center Mass Rigidity										
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	309,3097	309,3097	10,278	7,837	309,3097	309,3097	10,278	7,837	10,251	8,719
	ETAGE1	D2	254,9732	254,9732	10,256	8,947	254,9732	254,9732	10,256	8,947	10,248	8,660
	ET2	D3	245,6223	245,6223	10,197	8,746	245,6223	245,6223	10,197	8,746	10,211	8,647
	ET3	D4	239,3979	239,3979	10,219	8,785	239,3979	239,3979	10,219	8,785	10,164	8,587
	ET4	D5	238,4806	238,4806	10,183	8,800	238,4806	238,4806	10,183	8,800	10,074	8,527
	ET5	D6	234,0927	234,0927	10,181	8,797	234,0927	234,0927	10,181	8,797	9,971	8,471
	ET6	D7	230,2488	230,2488	10,179	8,793	230,2488	230,2488	10,179	8,793	9,893	8,422
	ET7	D8	230,2488	230,2488	10,179	8,793	230,2488	230,2488	10,179	8,793	9,840	8,383
	TERRACE	D9	215,7632	215,7632	10,158	8,940	215,7632	215,7632	10,158	8,940	9,808	8,358
	SALLE M	D10	22,9915	22,9915	12,047	9,400	22,9915	22,9915	12,047	9,400	11,740	9,271

Figure V.3: Vérification de l'excentricité.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	D1	10,278	7,837	10,251	8,719	0,027	0,725
ETAGE1	D2	10,256	8,947	10,248	8,66	0,008	0,287
ET2	D3	10,197	8,746	10,211	8,647	-0,014	0,099
ET3	D4	10,219	8,785	10,164	8,587	0,055	0,198
ET4	D5	10,183	8,8	10,074	8,527	0,109	0,273
ET5	D6	10,181	8,797	9,971	8,471	0,21	0,326
ET6	D7	10,179	8,793	9,893	8,422	0,286	0,371
ET7	D8	10,179	8,793	9,84	8,383	0,339	0,41
TERRACE	D9	10,158	8,94	9,808	8,358	0,35	0,582
SALLE M	D10	12,047	9,4	11,74	9,271	0,307	0,129

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité.

Avec : $ex = |XCM - XCR|$
 $ey = |YCM - YCR|$

- **Comparaison des résultats**
- **Sens longitudinal**

$5\%Lx \geq ex \rightarrow 0.05 \times 20.6 = 1.03 > 0. \dots \dots$ condition vérifiée

- **Sens transversal**

$5\%Ly \geq ey \rightarrow 0.05 \times 15.4 = 0.77 > 0.725 \dots \dots$ condition vérifiée

- **Justification de la régularité en plan**

$ex = 0 \text{ m} < 15\%Lx = 3.09 \text{ m} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$ey = -0.725 \text{ m} < 15\%Ly = 2.31 \text{ m} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

V.4.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Display → show tables → Modal information Building → Modal information → Table: Modal participation Ratios.

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,800846	70,2757	0,0015	0,0000	70,2757	0,0015	0,0000	0,0020
	2	0,438083	0,0010	67,2263	0,0000	70,2767	67,2278	0,0000	97,6653
	3	0,307212	0,0362	0,2040	0,0000	70,3128	67,4318	0,0000	0,2240
	4	0,207771	16,8926	0,0008	0,0000	87,2055	67,4326	0,0000	0,0001
	5	0,108800	0,0029	9,9422	0,0000	87,2084	77,3748	0,0000	0,8845
	6	0,104436	2,3905	0,0150	0,0000	89,5989	77,3898	0,0000	0,0012
	7	0,092175	0,0002	12,4107	0,0000	89,5991	89,8004	0,0000	1,0149
	8	0,085661	2,9816	0,0869	0,0000	92,5807	89,8873	0,0000	0,0073
	9	0,084902	1,7848	0,0985	0,0000	94,3655	89,9859	0,0000	0,0081
	10	0,070954	0,0002	0,0169	0,0000	94,3657	90,0028	0,0000	0,0000
	11	0,051978	3,2255	0,0004	0,0000	97,5912	90,0032	0,0000	0,0000
	12	0,044050	0,0005	6,1806	0,0000	97,5918	96,1838	0,0000	0,1647

Figure V.8: Résultats d'analyse dynamique ETABS.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,800846	70,2757	0,0015	0
2	0,438083	70,2767	67,2278	0
3	0,307212	70,3128	67,4318	0
4	0,207771	87,2055	67,4326	0
5	0,1088	87,2084	77,3748	0
6	0,104436	89,5989	77,3898	0
7	0,092175	89,5991	89,8004	0
8	0,085661	92,5807	89,8873	0
9	0,084902	94,3655	89,9859	0
10	0,070954	94,3657	90,0028	0
11	0,051978	97,5912	90,0032	0
12	0,04405	97,5918	96,1838	0

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

La condition du RPA se vérifié au **10^{ème}** mode → **condition vérifiée**

La somme des masses modales dans le 10^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

Les 3 premiers modes sont vérifiés :

- Mode 1 : translation suivant X-X.
- Mode 2 : translation suivant Y-Y.
- Mode 3 : translation suivant Z-Z.

V.4.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par le bâtiment, voiles et portique afin de justifier la valeur de R à considérer.

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

D'abord: View → Set 3D View → ok

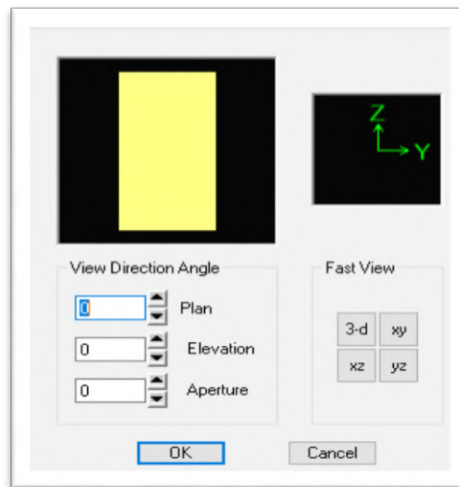
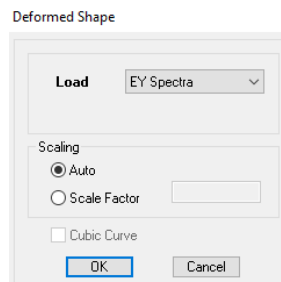
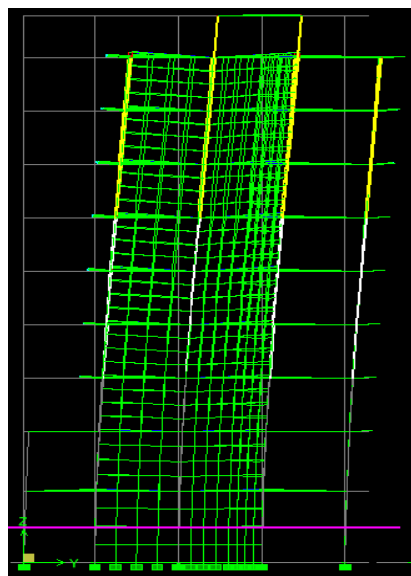


Figure V.4: Etapes à suivre pour détermination des pourcentages relatifs des charges.

Display → Show Deformed shape → Ey Spectra → ok



Draw → Draw section cut.



On suite les mêmes étapes pour le Ex, on change que les combinaison Ey par Ex

➤ Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX et EY :

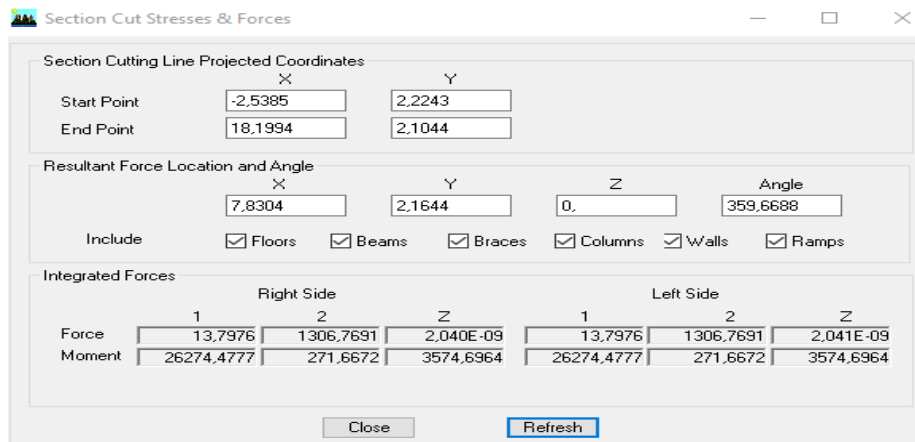


Figure V.5 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX et EY.

➤ Effort repris par les voiles selon EX et EY :

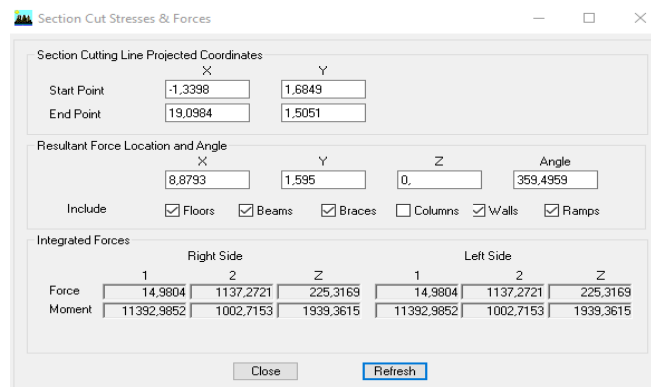


Figure V.6 : Effort repris par les voiles selon EX et EY.

➤ Effort repris par les portiques selon EX et EY :

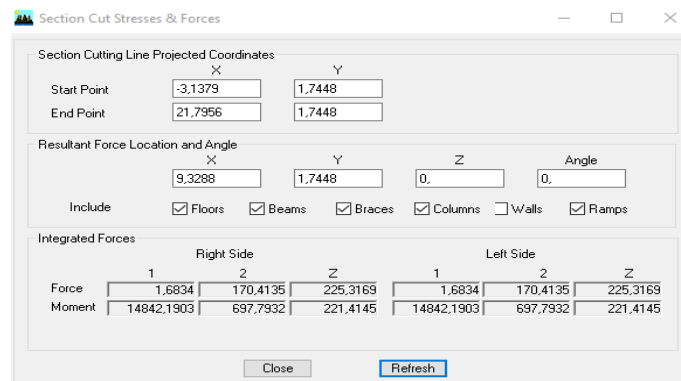


Figure V.7 : Effort repris par les portiques selon EX et EY.

➤ **Sous charge verticales :**

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **35399.65 KN**
- Effort repris par les portiques : **23500.8 KN**
- Effort repris par les voiles : **11897.71 KN**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **66.4 %**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **33.6 %**

➤ **Sous charge horizontales :**

• **Suivant x-x :**

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **978.91 KN**
- Effort repris par les portiques : **259.8 KN**
- Effort repris par les voiles : **728.10 KN**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **26.3 %**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **73.7 %**

• **Suivant y-y :**

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **1306.76 KN**
- Effort repris par les portiques : **170.41 KN**
- Effort repris par les voiles : **1137.27 KN**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **13 %**
 - ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **87 %**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R=3.5** (structure à voiles porteurs)

V.4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

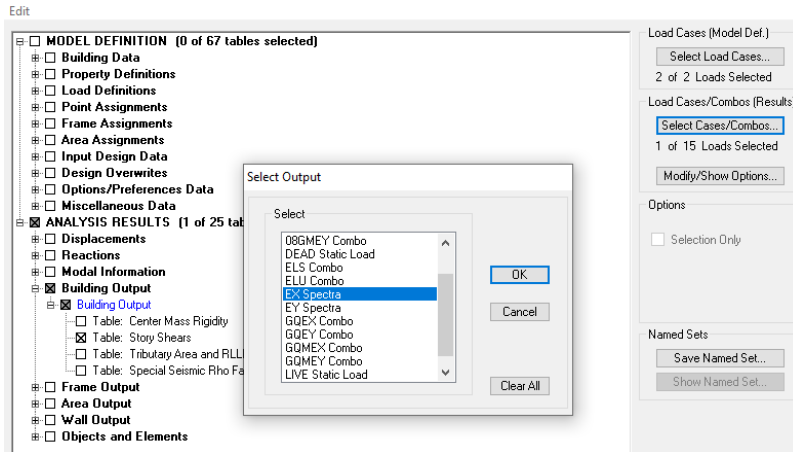
La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99).

$$V_{\text{base}}(\text{MSM}) \geq 0.8 \times V_{\text{base}}(\text{MSE})$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a. V_{base} Méthode statique modale (MSM) :

Display → Show tables → Select Cases /Combos → Ex spectra+ok



Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SALLE M	EX	Top	0,00	46,72	0,95	436,297	0,000	0,000
	SALLE M	EX	Bottom	0,00	46,72	0,95	436,297	2,289	112,122
	TERRACE	EX	Top	0,00	253,42	2,44	2267,110	2,289	112,122
	TERRACE	EX	Bottom	0,00	253,42	2,44	2267,110	8,457	837,206
	ET7	EX	Top	0,00	418,31	3,62	3715,975	8,457	837,206
	ET7	EX	Bottom	0,00	418,31	3,62	3715,975	18,985	2098,62
	ET6	EX	Top	0,00	548,63	4,16	4866,680	18,985	2098,62
	ET6	EX	Bottom	0,00	548,63	4,16	4866,680	30,818	3723,561
	ET5	EX	Top	0,00	661,21	4,67	5867,195	30,818	3723,561
	ET5	EX	Bottom	0,00	661,21	4,67	5867,195	43,135	5662,30
	ET4	EX	Top	0,00	754,59	5,38	6700,462	43,135	5662,30
	ET4	EX	Bottom	0,00	754,59	5,38	6700,462	56,506	7864,10
	ET3	EX	Top	0,00	835,25	6,13	7416,104	56,506	7864,10
	ET3	EX	Bottom	0,00	835,25	6,13	7416,104	71,718	10283,32
	ET2	EX	Top	0,00	899,24	6,74	7981,783	71,718	10283,32
	ET2	EX	Bottom	0,00	899,24	6,74	7981,783	88,985	12881,57
	ETAGE1	EX	Top	0,00	948,60	7,23	8429,826	88,985	12881,57
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	948,60	7,23	8429,826	110,196	15922,63
	RDC	EX	Top	0,00	987,91	7,71	8730,751	110,196	15922,63
	RDC	EX	Bottom	0,00	987,91	7,71	8730,751	137,876	19720,91

On suite les mêmes étapes pour le V_y , on change que les combinaisons EX par EY :

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SALLE M	EY	Top	0,00	1,46	76,15	946,877	0,000	0,000
	SALLE M	EY	Bottom	0,00	1,46	76,15	946,877	182,770	3,508
	TERRACE	EY	Top	0,00	2,85	329,99	3505,526	182,770	3,508
	TERRACE	EY	Bottom	0,00	2,85	329,99	3505,526	1099,049	11,127
	ET7	EY	Top	0,00	3,60	564,00	5967,171	1099,049	11,127
	ET7	EY	Bottom	0,00	3,60	564,00	5967,171	2801,217	20,949
	ET6	EY	Top	0,00	4,21	736,97	7800,594	2801,217	20,949
	ET6	EY	Bottom	0,00	4,21	736,97	7800,594	5015,472	31,513
	ET5	EY	Top	0,00	5,03	882,26	9336,116	5015,472	31,513
	ET5	EY	Bottom	0,00	5,03	882,26	9336,116	7626,463	43,631
	ET4	EY	Top	0,00	5,70	1007,81	10658,316	7626,463	43,631
	ET4	EY	Bottom	0,00	5,70	1007,81	10658,316	10576,740	57,920
	ET3	EY	Top	0,00	6,11	1105,85	11694,610	10576,740	57,920
	ET3	EY	Bottom	0,00	6,11	1105,85	11694,610	13802,018	74,090
	ET2	EY	Top	0,00	6,40	1184,23	12517,857	13802,018	74,090
	ET2	EY	Bottom	0,00	6,40	1184,23	12517,857	17239,948	91,576
	ETAGE1	EY	Top	0,00	6,98	1253,26	13237,160	17239,948	91,576
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	6,98	1253,26	13237,160	21254,448	112,376
	RDC	EY	Top	0,00	7,71	1306,82	13786,010	21254,448	112,376
	RDC	EY	Bottom	0,00	7,71	1306,82	13786,010	26275,513	139,266

D’où : $V_{X(MSM)}= 987.91KN$; $V_{y(MSM)}= 1306.82KN$

b. Méthode statique équivalente : ($V_{\text{base.MSE}}$)

D'après RPA99 la force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

Selon la formule :

$$V_{\text{base}}(\text{MSE}) = A D \frac{Q}{R} \times W_T$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99)**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ \text{Zone sismique : } \mathbf{IIa} \end{array} \right\} \mathbf{A=0.15} \text{ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)}$$

➤ **D : Facteur d'implication dynamique de la structure.**

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ε et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculée par l'une des trois (03) équations :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

Dans notre cas :

$$T_2 = 0.5s < T_{\text{etabs}} = 0.80s < 3s \text{ donc : } D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

Avec :

η : le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

($\varepsilon\%$) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99).

Dans notre cas $\varepsilon = 10 \%$

Type de Remplissage	Portiques		Voiles ou Murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Tableau (4.2/RPA 99).

$$\eta = 0.764 \geq 0.7$$

$$\text{Alors : } D = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.5}{0.80}\right)^{2/3} = 1.39$$

➤ **Q : facteur de qualité :**

Dépend de la qualité du système structural (régularité en plan ; régularité en élévation ; contrôle de la qualité des matériaux...)

La valeur de **Q** est déterminée par la formule donnée par le **RPA** :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou non de critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critères	P _q	
	Observé	Non observé
Condition minimal sur les filles de contreventement	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau V.6 : pénalité d'observation ou non du critère q.

➤ **Coefficient de comportement global de la structure « R3 » :**

Le coefficient « **R** » est donné par le tableau (4.3.RPA99/version 2003) en fonction du système de contreventement, dans notre cas **R=3.5**

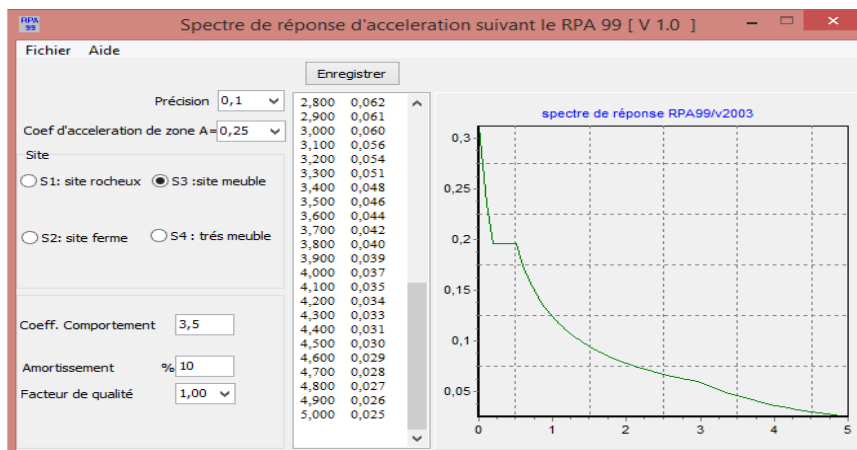


Figure V.9 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99.

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1}{3.5} W_T = 0.05 W_T$$

Display → Show tables → Select Cases /Combos → Poids comb + ok

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SALLE M	POID	Top	208.34	0.00	0.00	0.000	1943.010	-2510.07
	SALLE M	POID	Bottom	252.44	0.00	0.00	0.000	2357.550	-3040.74
	TERRACE	POID	Top	2004.41	0.00	0.00	0.000	18136.062	-20777.79
	TERRACE	POID	Bottom	2762.91	0.00	0.00	0.000	24667.555	-28524.22
	ET7	POID	Top	4299.73	0.00	0.00	0.000	38325.493	-44142.74
	ET7	POID	Bottom	5058.23	0.00	0.00	0.000	44856.986	-51889.17
	ET6	POID	Top	6595.05	0.00	0.00	0.000	58514.923	-67507.68
	ET6	POID	Bottom	7353.55	0.00	0.00	0.000	65046.417	-75254.11
	ET5	POID	Top	8890.37	0.00	0.00	0.000	78704.354	-90872.63
	ET5	POID	Bottom	9734.93	0.00	0.00	0.000	86010.410	-99505.50
	ET4	POID	Top	11271.76	0.00	0.00	0.000	99668.348	-115124.0
	ET4	POID	Bottom	12116.32	0.00	0.00	0.000	106974.404	-123756.8
	ET3	POID	Top	13639.78	0.00	0.00	0.000	120546.515	-139105.6
	ET3	POID	Bottom	14496.58	0.00	0.00	0.000	127895.486	-147971.1
	ET2	POID	Top	16081.42	0.00	0.00	0.000	141610.263	-163877.1
	ET2	POID	Bottom	17054.50	0.00	0.00	0.000	149900.759	-173726.9
	ETAGE1	POID	Top	18416.08	0.00	0.00	0.000	163459.284	-187483.8
	ETAGE1	POID	Bottom	19497.28	0.00	0.00	0.000	172552.499	-198546.8
	RDC	POID	Top	21319.66	0.00	0.00	0.000	186461.883	-217330.4
	RDC	POID	Bottom	22782.34	0.00	0.00	0.000	198009.915	-232307.8

D'où : $W_T = 22782.34 \text{ KN}$

❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Donc :

$$\begin{cases} V_{\text{base MSE}} = 0.05 \times 22782.34 = 1139.11 \text{ KN} \\ 0.8 \times V_{\text{base MSE}} = 911.28 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_{X(\text{MSM})} = 987.91 \geq 80\% V_{\text{base. MSE}} = 911.28 \text{ KN} & \rightarrow & \text{condition vérifiée} \\ V_{Y(\text{MSM})} = 1306.55 \geq 80\% V_{\text{base. MSE}} = 911.28 \text{ KN} & \rightarrow & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

V.4.6. Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99(Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure est calculé comme suit :

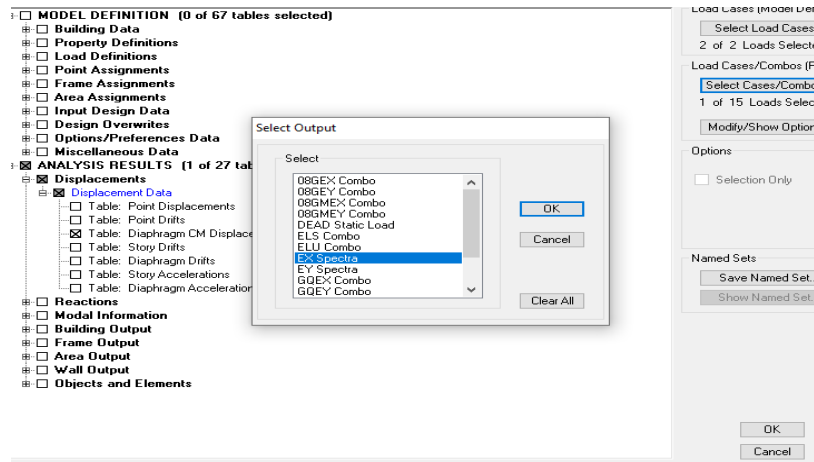
$$\begin{aligned} \Delta X - X &= | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k \\ \Delta Y - Y &= | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{cases} h_k : \text{Hauteur d'étage k.} \\ \delta_k : \text{Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).} \end{cases}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Display → Show Tables → Select Cases / combos → Ex spectra + ok



dit View

Diaphragm CM D						
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	SALLE M	D10	EX	0,0145	0,0000	0,000
	TERRACE	D9	EX	0,0136	0,0001	0,000
	ET7	D8	EX	0,0121	0,0001	0,000
	ET6	D7	EX	0,0104	0,0000	0,000
	ET5	D6	EX	0,0087	0,0000	0,000
	ET4	D5	EX	0,0069	0,0000	0,000
	ET3	D4	EX	0,0052	0,0000	0,000
	ET2	D3	EX	0,0035	0,0000	0,000
	ETAGE1	D2	EX	0,0020	0,0000	0,000
	RDC	D1	EX	0,0007	0,0000	0,000

On suite les mêmes étapes pour le déplacement suivants y, on change que les combinaison EX par EY spectra.

Edit View

Diaphragm CM Displace						
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	SALLE M	D10	EY	0,0001	0,0064	0,0000
	TERRACE	D9	EY	0,0001	0,0057	0,0000
	ET7	D8	EY	0,0001	0,0049	0,0000
	ET6	D7	EY	0,0000	0,0041	0,0000
	ET5	D6	EY	0,0000	0,0033	0,0000
	ET4	D5	EY	0,0000	0,0026	0,0000
	ET3	D4	EY	0,0000	0,0019	0,0000
	ET2	D3	EY	0,0000	0,0012	0,0000
	ETAGE1	D2	EY	0,0000	0,0007	0,0000
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0003	0,0000

STORY 8	Sens x-x : (U ₁)					Sens y-y : (U ₂)					Observations
	δ _{ek} [m]	R	δ _k [m]	δ _k - δ _{k-1} [m]	1%h _k [m]	δ _{ek} [m]	R	δ _k [m]	δ _k - δ _{k-1} [m]	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ [m]	
Sale M	0,0145	3.5	0.0507	0.0031	3.06	0.0064	3.5	0.0224	0.0025	3.06	cv
Terasse	0,0136	3.5	0.0476	0.0053	3.06	0.0057	3.5	0.0199	0.0028	3.06	cv
ET 7	0,0121	3.5	0.0423	0.0059	3.06	0.0049	3.5	0.0171	0.0028	3.06	cv
ET 6	0.0104	3.5	0.0364	0.006	3.06	0.0041	3.5	0.0143	0.0028	3.06	cv
ET 5	0,0087	3.5	0.0304	0.006	3.06	0.0033	3.5	0.0115	0.0024	3.06	cv
ET 4	0,0069	3.5	0.0241	0.0059	3.06	0.0026	3.5	0.0091	0.0025	3.06	cv
ET 3	0,0052	3.5	0.0182	0.006	3.06	0.0019	3.5	0.0066	0.0024	3.06	cv
ET 2	0,0035	3.5	0.0122	0.0052	3.06	0.0012	3.5	0.0042	0.0018	3.06	cv
Etage 1	0.0020	3.5	0.007	0.0046	3.4	0.0007	3.5	0.0024	0.0014	3.4	cv
RDC	0.0007	3.5	0.0024	0.0024	4.08	0.0003	3.5	0.001	0.001	4.08	cv

Tableau V.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

V.4.7. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \%$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k.
- Δ_k : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effet tranchant d'étage considéré au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k.

D'où :

- $\theta_k \leq 0,1$ → L'effet P-Δ peut être négligé
- $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\theta_k)$
- $\theta_k > 0,2$ → Structure instable et doit être redimensionnée

Tableau récapitulatifs de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ) :

Sens X-X :

Story	Load	Loc	P	p de chaque étage	Δk	Vx(KN)	h(m)	Vx X h	Pk x Δk	θ
SALLE M	POID	Bottom	252,44	252,44	0,0031	40,87	3,06	125,0622	0,782564	0,0062574
TERRACE	POID	Bottom	2762,91	2510,47	0,0053	239,83	3,06	733,8798	13,305491	0,01813034
ET7	POID	Bottom	5058,23	2295,32	0,0059	391,01	3,06	1196,4906	13,542388	0,01131842
ET6	POID	Bottom	7353,55	2295,32	0,006	515,67	3,06	1577,9502	13,77192	0,00872773
ET5	POID	Bottom	9734,93	2381,38	0,006	620,95	3,06	1900,107	14,28828	0,00751972
ET4	POID	Bottom	12116,32	2381,39	0,0059	705,7	3,06	2159,442	14,050201	0,0065064
ET3	POID	Bottom	14496,58	2380,26	0,006	782,28	3,06	2393,7768	14,28156	0,00596612
ET2	POID	Bottom	17054,5	2557,92	0,0052	843,77	3,06	2581,9362	13,301184	0,00515163
ETAGE1	POID	Bottom	19497,28	2442,78	0,0046	891,36	3,4	3030,624	11,236788	0,00370775
RDC	POID	Bottom	22782,34	3285,06	0,0024	927,19	4,08	3782,9352	7,884144	0,00208413

Sens Y-Y :

Story	Load	Loc	P	p de chaque étage	ΔK	Vy(KN)	h(m)	Vy × h	Pk × Δk	Θ
SALLE M	POID	Bottom	252,44	252,44	0,0025	74,16	3,06	226,9296	0,6311	0,00278104
TERRACE	POID	Bottom	2762,91	2510,47	0,0028	344,54	3,06	1054,2924	7,029316	0,00666733
ET7	POID	Bottom	5058,23	2295,32	0,0028	585,79	3,06	1792,5174	6,426896	0,0035854
ET6	POID	Bottom	7353,55	2295,32	0,0028	763,34	3,06	2335,8204	6,426896	0,00275145
ET5	POID	Bottom	9734,93	2381,38	0,0024	910,97	3,06	2787,5682	5,715312	0,00205029
ET4	POID	Bottom	12116,32	2381,39	0,0025	1036,76	3,06	3172,4856	5,953475	0,0018766
ET3	POID	Bottom	14496,58	2380,26	0,0024	1136,01	3,06	3476,1906	5,712624	0,00164336
ET2	POID	Bottom	17054,5	2557,92	0,0018	1214,57	3,06	3716,5842	4,604256	0,00123884
ETAGE1	POID	Bottom	19497,28	2442,78	0,0014	1284,39	3,4	4366,926	3,419892	0,00078313
RDC	POID	Bottom	22782,34	3285,06	0,001	1342,55	4,08	5477,604	3,28506	0,00059973

Conclusion : On a pour chaque niveau « k :

$$\left. \begin{matrix} \theta_K(x-x) \leq 0.1 \\ \theta_K(y-y) \leq 0.1 \end{matrix} \right\} \text{On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.}$$

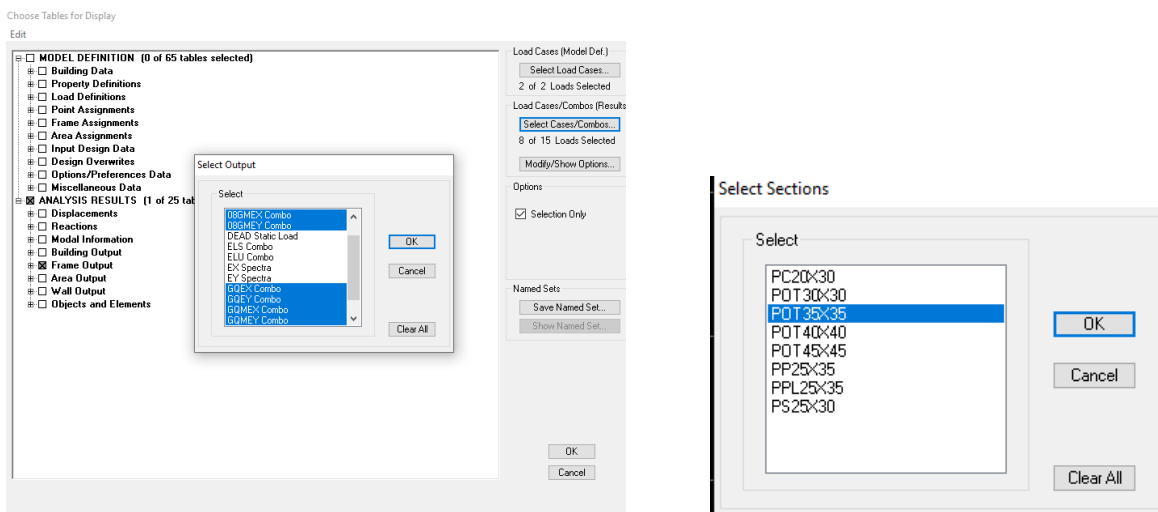
V.4.8. Spécification pour les poteaux :

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 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec :}$$

- N_d : Effort normal dans les poteaux sous (0.8G+E et G+Q ±E).
- B_c : Section du poteau.
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Display → Show Tables → Select Cases/Combo s → (0.8G+E et G+Q+E) + OK



- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1382.34 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1382.34 \times 10^3}{450.450.25} = 0.273 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 819.38 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{819.38 \cdot 10^3}{400.400.25} = 0.2 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 388.8 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{388.8 \cdot 10^3}{350.350.25} = 0.127 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.5. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences de RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre VI :
Ferraillage
des éléments

VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, le calcul du ferrailage des poteaux se fera donc en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis des vérifications seront effectuées.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\mathbf{BAEL\ modifiée99} \quad : 1.35G + 1.5Q \rightarrow \mathbf{ELU}$$

$$G+Q \rightarrow \mathbf{ELS}$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8G \mp E \rightarrow \mathbf{RPA99\ révisé\ 2003}$$

Ce calcul est effectué en considérant les efforts suivants :

- Effort normal maximal « N_{max} » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Effort normal minimal « N_{min} » et le moment correspondant « M_{cor} »
- Moment fléchissant maximal « M_{max} » et l'effort correspondant « N_{cor} »

Chacun des cas donne une section d'acier, la section final correspondra au maximum des trois.

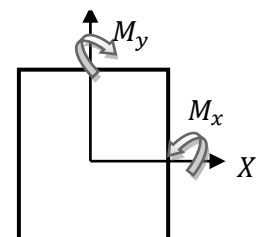
Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	F _c (MPa)	f _{c28} (MPa)	γ _b	γ _s	θ	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

Tableau VI.1: Paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.



VI.1.2. Recommandation du RPA 2003 :**a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).**

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 Ø (zone II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

20cm (zone III).

- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm en zone I et II.**

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

- **poteaux (45 x 45):** $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$.
- **poteaux (40 x 40):** $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$.
- **poteaux (35 x 35):** $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$.

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ Zone courante :

- **poteaux (45 x 45):** $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- **poteaux (40 x 40):** $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- **poteaux (35 x 35):** $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

- **poteaux (45 x 45):** $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$
- **poteaux (40 x 40):** $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$
- **poteaux (35 x 35):** $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2) :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

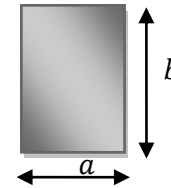
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_1 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \quad A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

d. Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \emptyset minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article B.8 .3.3 du BAEL91/99

$$L_f = 0.7h_e$$

H_e : c'est la hauteur du poteau.

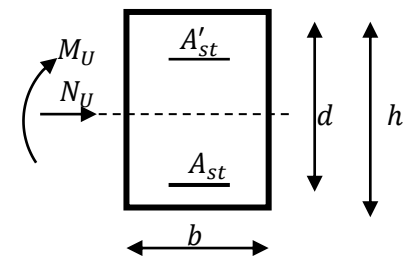
VI.1.3. Calcul du ferrailage à L'ELU :

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- ↳ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↳ Section entièrement comprimée (SEC).
- ↳ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



• Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c') N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

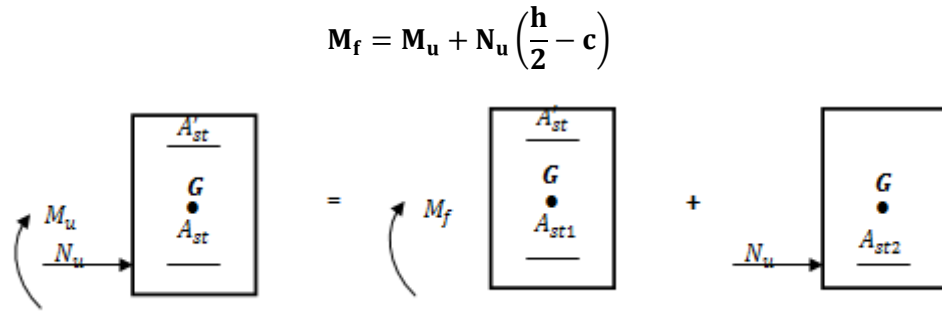


Figure. VI.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée} \quad \longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

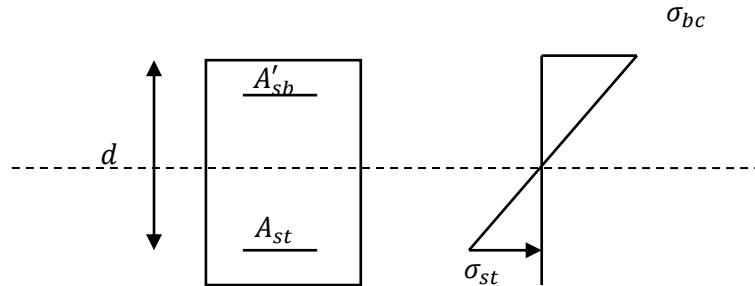
$$\text{Si } A_{st} \text{ est négative} \quad A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Si : $\mu > \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_1 bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

Mr: Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec} : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{La section réelle d'armature est} \quad A'_{st} = A' \quad , \quad A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

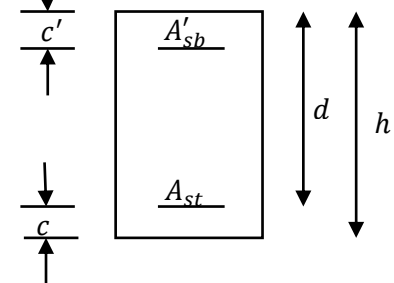
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

1. Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont données par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul manuel ou automatique à l'aide de logiciel SOCOTEC.

✓ **EXEMPLE DE CALCUL MANUEL :****a. les armatures longitudinales :****-Poteaux (45X45) à l'ELU :**

$$N_U = -1535.34 \text{ KN}$$

$$M_U = -4.755 \text{ KN.m}$$

Calcul de centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.755}{1535.34} \times 10^2 = 0.3 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 2\right) = 20.5 \text{ cm}$$

2. Vérification de l'inégalité suivante :

$$N_U (d - c') - M_f < (0.337 - 0.81 \cdot c/h) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 4.755 + 1535.34 \left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 319.5 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$\rightarrow 1535.34(0.43 - 0.02) - 319.5 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.45}\right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$309.98 < 389.49 \quad \longrightarrow \text{SPC}$$

3. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{319.5 \times 10^3}{45 \times 43^2 \times 14.2} = 0.27 \quad \longrightarrow \quad \text{Avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0.27 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée} \quad \longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

On détermine β du tableau: $\mu = 0.27 \longrightarrow \beta = 0.839$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{319.5 \times 10^3}{0.839 \times 43 \times 348} = 25.45 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\text{D'ou la section réelle est : } A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 25.45 - \frac{1535.34}{34.8} = -18.66$$

$$\text{Donc : } A_{st} = -18.66 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } A_{st} \text{ est négative } A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$\text{D'où : } A_{st} \geq \max\left(\frac{45 \times 45}{1000}, 0.23 \times 45 \times 45 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} = 2.45 \text{ cm}^2$$

- Exemple de calcul avec SOCOTEC :

G+Q±E

Poteaux 45x45 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

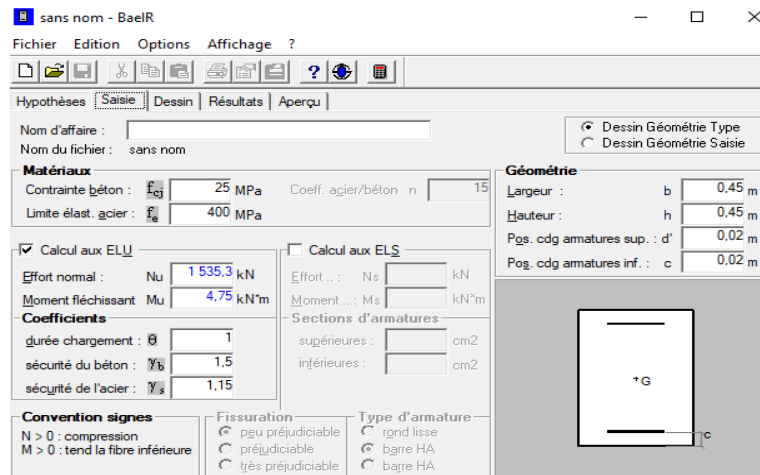


Figure. VI.2 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

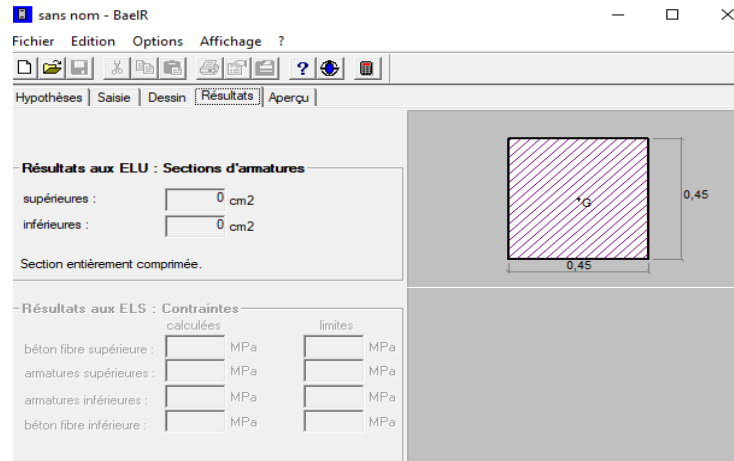


Figure. VI.3 : Section d'acier donnée par SOCOTEC.

❖ Ferrailage des poteaux :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Section	Comb	Sollicitation	N(KN)	(KN.m)	e (cm)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop}
45x45	ELU	N _{max} -M _{corr}	-1535.34	-4.755	0.31	SEC	0	0	16.2	12HA14	18.47
		N _{min} -M _{corr}	-29.71	-9.934	33.43	SPC	0	0.41	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	-414.04	35.933	8.68	SEC	0	0	16.2		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	-1382.34	-16.065	1.16	SEC	0	0	16.2	12HA14	18.47
		N _{min} -M _{corr}	-7.89	18.562	235.26	SPC	0	0.91	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	-929.89	37.896	4.07	SEC	0	0	16.2		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	-1200.81	-18.553	1.55	SEC	0	0	16.2	12HA14	18.47
		N _{min} -M _{corr}	-8.12	18.987	233.8	SPC	0	0.16	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	-39.32	35.623	90.6	SPC	0	0.185	16.2		
40x40	ELU	N _{max} -M _{corr}	-1092.18	-44.133	4.04	SEC	0	0	12.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	-29.6	31.355	105.93	SPC	0	1.99	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	-161.31	47.627	29.52	SPC	0	1.47	12.8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	-819.38	-33.513	4.09	SEC	0	0	12.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	-18.97	23.541	124.09	SPC	0	1.53	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	-30.35	53.017	174.7	SPC	0	3.73	12.8		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	-528.58	-21.631	4.09	SEC	0	0	12.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	52.3	3.31	6.33	SEC	0	0	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	-21.27	48.778	229.33	SPC	0	3.59	12.8		
35x35	ELU	N _{max} -M _{corr}	-518.64	31.484	6.07	SEC	0	0	9.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	-0.99	17.284	1735.75	SPC	0	1.21	9.8		
		M _{max} -N _{corr}	-160.63	41.262	25.69	SPC	0	1.25	9.8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	-388.8	-23.904	6.15	SEC	0	1.56	9.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	-4.17	6.641	159.25	SPC	0	0.52	9.8		
		M _{max} -N _{corr}	-114.54	46.023	40.18	SPC	0	2.65	9.8		
	0.8G+Q	N _{max} -M _{corr}	-251.46	-15.409	6.13	SEC	0	0	9.8	12HA12	13.57
		N _{min} -M _{corr}	34.927	12.728	36.44	SPC	0	0.6	9.8		
		M _{min} -N _{corr}	-72.37	34.927	48.26	SPC	0	2.13	9.8		

Tableaux VI.2: Tableaux ferrailages des différents poteaux.

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(45x45)	16.2	12HA14	18.47
(40x40)	12.8	12HA12	13.57
(35x35)	9.8	12HA12	13.57

Tableau VI.3 : Choix des armatures longitudinales.

❖ **Vérification à l'ELU :**

b. Armatures transversales :

- **Diamètre des barres (art A8.1.3/BAEL91 modifiée 99).**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinale de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter leurs flambement. D'après les règles de BAEL91/modifié99. Le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égal a la valeur normalisée la plus proche de tires (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l = \frac{1}{3} \times 14 = 4.66mm \text{ soit } \phi_t = 8mm$$

ϕ_l : **Diamètre maximal des armatures longitudinales.**

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2.01cm^2 = 4HA8$

- **Vérification la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2)/RPA99 version 2003, la quantité d'armature transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_l \times S_t}$ en %

Si $\lambda_g \geq 5$ $\longrightarrow A_t^{min} = 0.3 \% \times S_t \times b_l$

Si $\lambda_g \leq 3$ $\longrightarrow A_t^{min} = 0.8 \% \times S_t \times b_l$

Si $3 < \lambda_g < 5$ \longrightarrow Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$L_F = 0.7h_e \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_0 = 4.08 \text{ m pour le Entre Sols} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm.}$$

$$l_0 = 3.4 \text{ m pour le RDC} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0.7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m pour les étages courants} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0.7 \times 306 = 214 \text{ cm.}$$

-Poteau 45x45 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0.7 \times 408 = 6.35$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0.7 \times 340 = 5.28$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0.7 \times 306 = 4.76$$

-Poteau 40x40 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0.7 \times 306 = 5.35$$

-Poteau 35x35 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0.7 \times 306 = 6.12$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0.7 \times 240 = 4$$

ρ_a est un coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

➤ Espacement des barres :

S_t : l'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

$$\text{Zone nodal} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min \left(\frac{\square_l}{2} ; \frac{h_l}{2} ; 10. \phi_l \right) = 12 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

Ou :

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau :

Section des poteaux des différents niveaux	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	ρ_a
45x45	$L_0 = 4.08\text{m}$	6.35	2.5
45x45	$L_0 = 3.4\text{m}$	5.28	2.5
45x45	$L_0 = 3.06\text{m}$	4.76	3.75
40x40	$L_0 = 3.06\text{m}$	5.36	2.5
35x35	$L_0 = 3.06\text{m}$	6.12	2.5
	$L_0 = 2.40\text{m}$	4.8	3.75

Tableau VI.4 : coefficients correcteurs " ρ " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g "

Poteau	A_t^{min} (cm ²)		$A_{adoptée}$ (cm ²)	Observation	
	Zone courante $S_t = 12\text{cm}$	Zone Nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45x45	1.62	1.35	2.01	CV	CV
	1.62	1.35		CV	CV
	1.944	1.62		CV	CV
40x40	1.44	1.2	2.01	CV	CV
35x35	1.26	1.05	2.01	CV	CV
	1.47	1.23		CV	CV

Tableau VI.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45x45), (40x40), (35x35) seront composées de 2 cadres \emptyset_8 $A_t = 2.01\text{cm}^2$. Avec un espacement de 10 cm en zone nodal de 12cm en zone courante.

a. Longueur de recouvrement :

Selon le RPA. La longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \emptyset$

Pour :

- $\emptyset 14$ $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm $L_r = 56$ cm
- $\emptyset 12$ $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm $L_r = 48$ cm

b. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa} ;$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

c. Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \text{ d'ou } \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g \leq 5 \text{ d'ou } \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

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

✓ Poteaux (45X45) :

$$\text{(Sous-sol) : } \lambda_g = 6.35 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.45 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,1 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\text{(1^{er} étage) : } \lambda_g = 4.76 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.45 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,1 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux (40X40):** $\lambda_g = 5.36 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{b=bd} = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.62 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.19 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.19 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

✓ **Poteaux (35X35):**

5^{ème} étage : $\lambda_g = 6.12 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{b=bd} = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.2 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.26 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 =$

1.875 MPa \Rightarrow La condition est vérifié

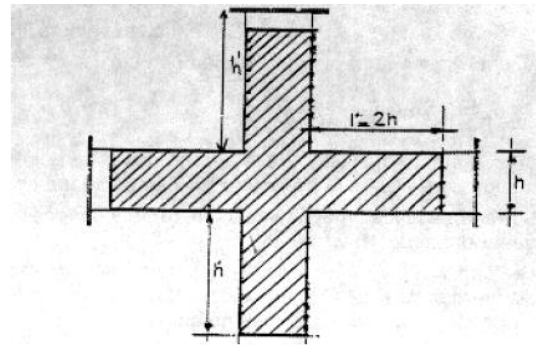


Figure VI.4: zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71).

Salle machine : $\lambda_g = 4.8 \rightarrow \rho_b = 0,04$

$$\tau_{b=bd} = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.2 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.26 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifié

d. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm.

Au niveau des poutres $h' = 2xh$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nœuds des poutres.

$$h_{e1} = 408 - 35 = 373$$

$$h_{e2} = 306 - 35 = 271$$

$$h_{e2} = 340 - 35 = 305$$

$$\frac{h_{e2}}{6} = \frac{373}{6} = 62.16$$

$$\frac{he_2}{6} = \frac{271}{6} = 45,16$$

$$\frac{he_2}{6} = \frac{305}{6} = 50,83$$

$$h_1' = \max(62,16; 45; 45; 60)$$

$$h_2' = \max(45,16; 45; 45; 60)$$

$$h_3' = \max(50,83; 45; 45; 60)$$

$$h' = 65 \text{ cm}$$

VI.1.4. Vérification à L'ELS :

a. V.1.5.1-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23b \cdot df_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Section	sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Observation
(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1111.38	-3.412	0.31	5.88	18.47	CV
	N _{min} -M _{corr}	-22.08	-7.151	32.38	1.22	18.47	CV
	M _{max} -N _{corr}	-356.21	10.376	2.91	7.71	18.47	CV
(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-790.59	-31.927	4.04	8.11	13.57	CV
	N _{min} -M _{corr}	-21.7	22.502	103.7	1.64	13.57	CV
	M _{max} -N _{corr}	-118.03	34.501	29.23	0.98	13.57	CV
(35x35)	N _{max} -M _{corr}	-375.93	-22.774	6.06	5.98	13.57	CV
	N _{min} -M _{corr}	-1.41	12.522	888.08	1.24	13.57	CV
	M _{max} -N _{corr}	-116.36	29.652	25.48	2.3	13.57	CV

Tableau VI.6 : vérification du ferrailage a l'ELS.

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car: $A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}}$.

• Vérification des contraintes :

a. Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à l'ELS.

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow La section est entièrement comprimée.

b. Vérification des contraintes:

La section est homogène est : $S = b \times h + n (A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{I}{B} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s M_s}{B_0 I} \right] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant a l'ELS.

B_0 : Section homogénéisée.

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

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : Est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

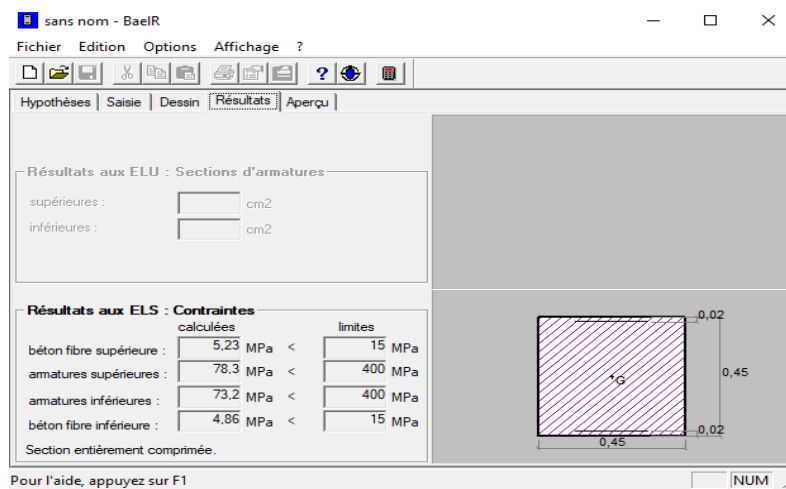
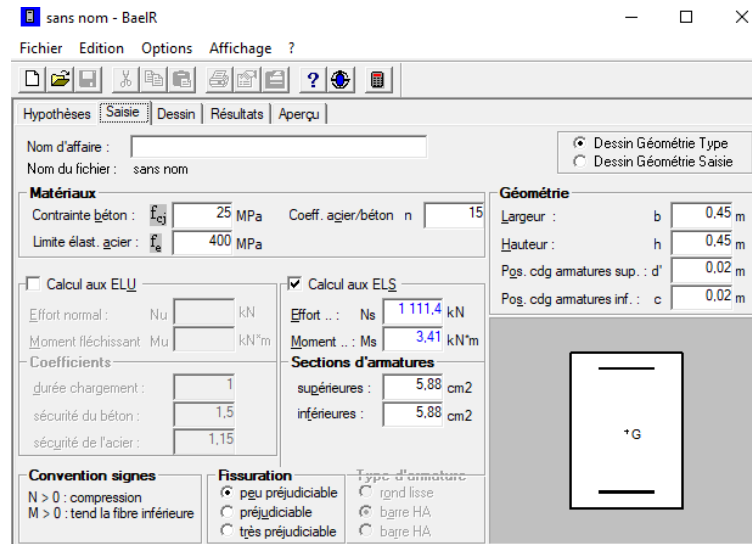
$$P = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A'_s}{b} (d - c)^2$$

$$q = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A'_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

c : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant :



Section	sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	$A_s=A'_s$ (cm ²)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
(45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	-1111.38	-3.412	18.47	5.23	4.86	15	Cv
	$N_{min}-M_{corr}$	-22.08	-7.151	18.47	1.22	0	15	Cv
	$M_{max}-N_{corr}$	-356.21	10.376	18.47	2.11	1.05	15	Cv
(40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	-790.59	-31.927	13.57	6.47	2.1	15	Cv
	$N_{min}-M_{corr}$	-21.7	22.502	13.57	4.73	0	15	Cv
	$M_{max}-N_{corr}$	-118.03	34.501	13.57	8.42	0	15	Cv
(35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	-375.93	-22.774	13.57	4.01	1.34	15	Cv
	$N_{min}-M_{corr}$	-1.41	12.522	13.57	4.02	0	15	Cv
	$M_{max}-N_{corr}$	-116.36	29.652	13.57	7.13	0	15	Cv

Tableau VI.7 : vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier.

➤ **Poteaux (45x45) :**

- Les armatures longitudinales : 12HA14 → $A_{st} = 18.47\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8 → $A_{st} = 2.01\text{cm}^2$

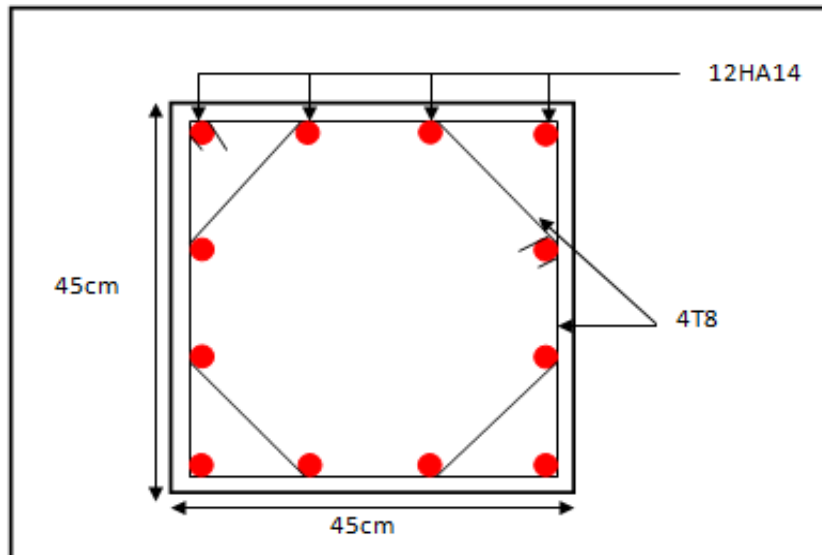


Figure VI.5 : Ferrailage poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40x40) :**

- Les armatures longitudinales : 12HA12 → $A_{st} = 13.57\text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8 → $A_{st} = 1.51\text{cm}^2$

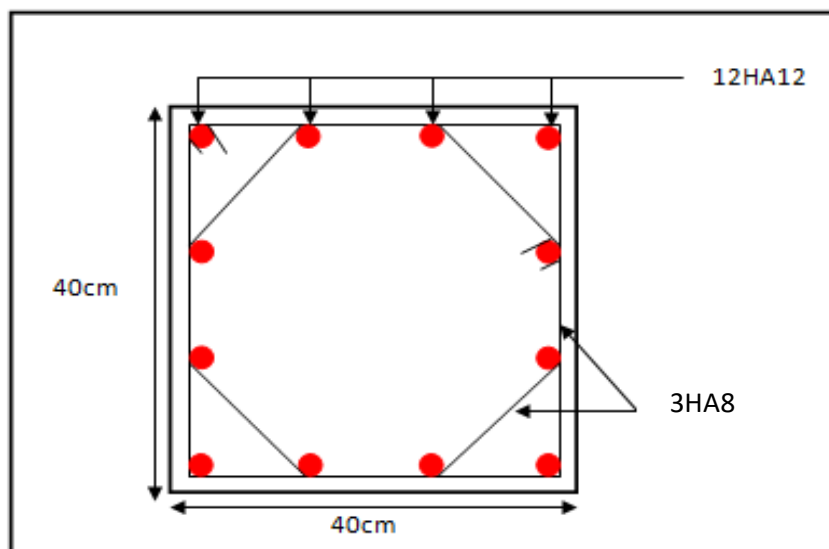


Figure VI.6 : ferrailage poteau 40x40.

➤ **Poteaux (35x35) :**

- Les armatures longitudinales : 12HA12 → $A_{st} = 13.57 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8 → $A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$

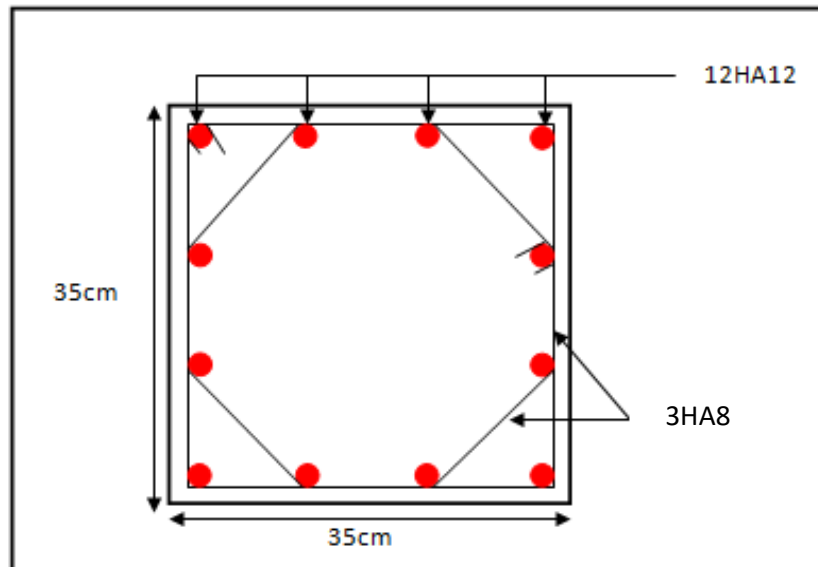
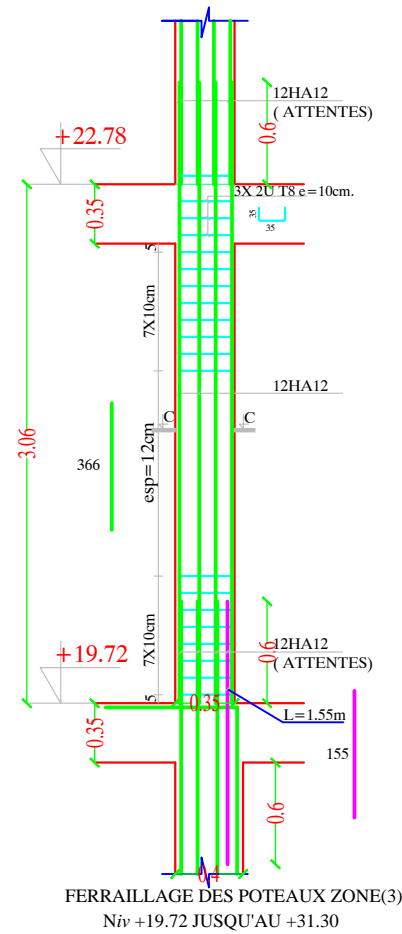
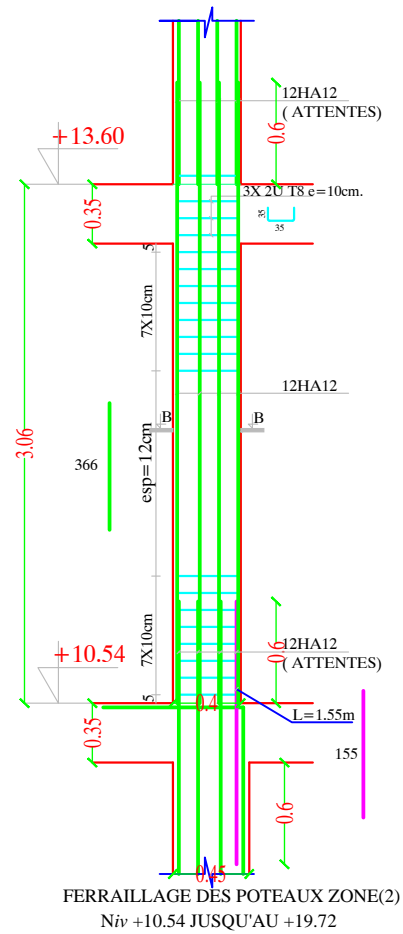
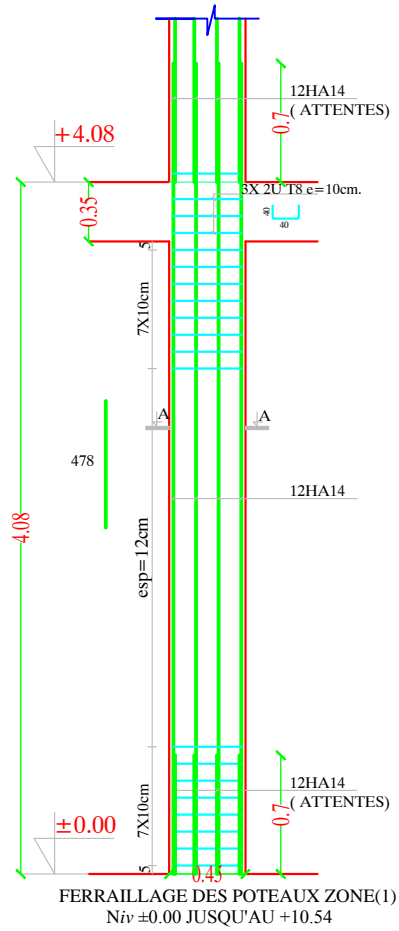
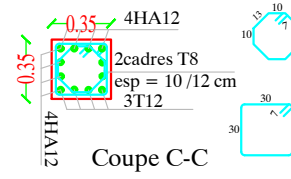
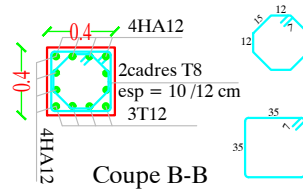
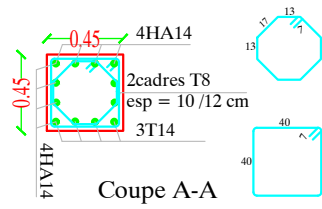


Figure VI.7: ferrailage poteau 35x35.



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :
BOUAZIZ Rania
AIT SAADI Sarah

Plan 20:
Coff-Ferr des Poteaux

Encadré par :
Mr LOUZAI Amar

Promotion:
2019-2020

Echelle: 1/40

VI.2. Ferrailage des poutres

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003.

VI.2.2. Recommandations du RPA version 2003 :

a. Les armatures longitudinales, le RPA recommande :

➤ Pourcentage total minimum :

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (25 x 35) : $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4.375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 30) : $A_{min} = 0.005(25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

- Poutres principales (25 x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52.5 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires (25 x 30) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 30) = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$

Poutres	0,5% (b x h)	4% (b x h)	6% (b x h)
Poutres principales (25 x 35)	4.375	35	52.5
Poutres secondaires (25 x 30)	3.75	30	45

Tableau VI.8: section maximale et minimale d'armatures longitudinales.

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

Sollicitation dans les poutres :

Le ferrailage se fera par zone tel que :

- Zone I : Du RDC au 2^{er} étage.
- Zone II : Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage.
- Zone III : Du 6^{ème} étage au 8^{ème} étage.

Poutres principales :

Zone	Effort	ELU	G+Q±E	0.8 G±E	ELS
Zone I	M ⁻	107.012	85.582	56.999	77.45
	M ⁺	82.69	75.36	59.65	63.26
	V	104.11	79.17	52.08	75.38
Zone II	M ⁻	105.628	89.148	59.751	79.326
	M ⁺	65.19	52.31	39.69	46.58
	V	105.76	81.97	53.81	76.56
Zone III	M ⁻	104.08	85.001	57.009	75.313
	M ⁺	60.98	48.65	29.49	36.74
	V	102.11	79.19	51.99	73.92

Tableau V1.9 : Sollicitation dans les poutres principales.

Poutres secondaires :

Zone	Effort	ELU	G+Q±E	0.8 G±E	ELS
Zone I	M ⁻	64.892	61.109	41.047	44.194
	M ⁺	62.515	56.893	36.909	42.395
	V	46.55	57.23	50.89	33.74
Zone II	M ⁻	57.416	56.053	37.928	38.775
	M ⁺	54.788	53.183	35.354	36.815
	V	46.57	54.58	51.66	33.74
Zone III	M ⁻	54.204	52.947	35.571	36.435
	M ⁺	50.991	48.532	31.658	34.044
	V	43.72	42.86	41.39	31.67

Tableau VI.10: Sollicitation dans les poutres secondaires.

✚ **Étapes de calcul de ferrailage**

a. Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

b. Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

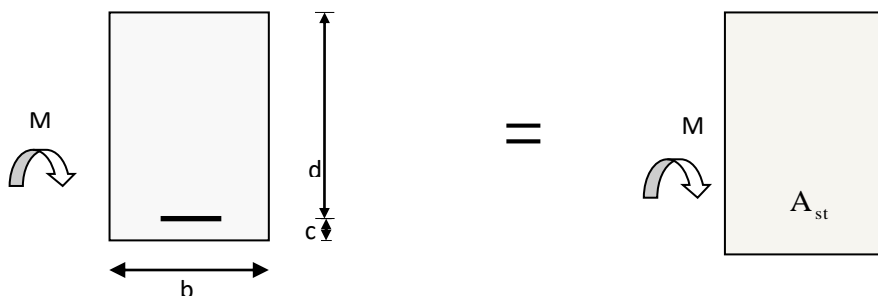
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

c. On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- **1er cas** : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

**Figure VI.8:** Disposition des armatures tendus S.S.A.

- **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

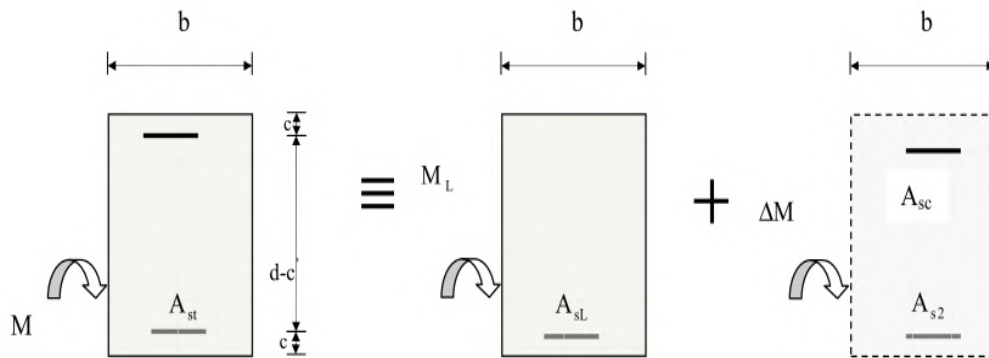


Figure VI.9 : Disposition des armatures SDA.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

VI.2.3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferrailage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

VI.2.3.1. Poutre principale :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{82.69 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.230 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.867$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{82.69 \times 10^3}{0.867 \times 33 \times 348} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{a\text{sup}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{107.012 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,276 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.835$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{107.012 \times 10^3}{0,835 \times 33 \times 348} = 11.15 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inf}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75.36 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,194 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.891$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{75.36 \times 10^3}{0,891 \times 33 \times 348} = 7.36 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.2. Poutre secondaires :

- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.515 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.224 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.872$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{62.515 \times 10^3}{0.872 \times 28 \times 348} = 7.36 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{asup}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64.892 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.234 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.865$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{64.892 \times 10^3}{0.865 \times 28 \times 348} = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inf}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.893 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,204 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.885$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{56.893 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 348} = 6.6 \text{ cm}^2$$

 **Ferrailage des poutres principales :**

Zone	Localisation	M (KN.m)	μ	observati on	β	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	travée	82.69	0.230	SSA	0.867	8.3	3HA16 (fil) +3HA14 (chap) =10.65cm ²
	Appui sup	107.012	0.276	SSA	0.835	11.15	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap) = 12.06cm ²
	Appui inf	75.36	0.194	SSA	0.891	7.36	3HA14+3HA14 (fil) = 9.24cm ²
Zone II	travée	65.19	0.168	SSA	0.907	6.26	3HA14 (fil) +3HA12 = 8.01cm ²
	Appui sup	105.628	0.274	SSA	0.836	11	3HA16 (fil) +3HA16 (chap) = 12.06cm ²
	Appui inf	52.31	0.136	SSA	0.927	4.91	3HA12+3HA12 (fil) = 6.78cm ²
Zone III	travée	60.98	0.158	SSA	0.914	5.8	3HA14 (fil) +3HA12 = 8.01cm ²
	Appui sup	104.08	0.270	SSA	0.839	10.8	3HA16 (fil) +3HA16 (chap) = 12.06cm ²
	Appui inf	48.65	0.126	SSA	0.932	4.54	3HA12+ 3HA12 (fil) = 6.78cm ²

Tableau VI.13 : Calcul du ferrailage des poutres principales.

 **Ferrailage des poutres secondaires :**

Zone	Localisation	M (KN.m)	μ	observation	β	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	travée	62.515	0.224	SSA	0.872	7.36	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap) =9.24cm ²
	Appui sup	64.892	0.234	SSA	0.865	7.7	3HA14 (fil) +3HA14 (chap) =9.24cm ²
	Appui inf	56.896	0.204	SSA	0.885	6.6	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap) =9.24cm ²
Zone II	travée	54.788	0.196	SSA	0.890	6.3	3HA14 (fil) +3HA12 (chap) = 8.01cm ²
	Appui sup	57.416	0.206	SSA	0.883	6.7	3HA14 (fil) +3HA12 (chap) =8.01cm ²
	Appui inf	53.183	0.192	SSA	0.892	6.11	3HA14 (fil) +3HA12 (chap) =8.01cm ²
Zone III	travée	50.991	0.184	SSA	0.898	5.82	3HA12 (fil) +3HA12 (chap) = 6.78cm ²
	Appui sup	54.204	0.194	SSA	0.891	6.24	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap) =6.78cm ²
	Appui inf	48.532	0.174	SSA	0.904	5.50	3HA12 (fil) +3HA12 (chap) =6.78cm ²

Tableau VI.14 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires.

❖ **Vérification des conditions de RPA :****a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale des aciers du RPA citée ci-dessus.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t

	Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right)$	Min [8.75 ; 14.4]	$S_t = 8$	0.6	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right)$	Min [7.5;14.4]	$S_t = 7$	0.525	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1.125	

Tableau VI.15 : Vérifications des armatures transversales.

VI.2.4. Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non fragilité du béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{et } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

		A_{st}	$A_{min} (cm^2)$	vérifications
Poutres principales	En travée	8.3	0.996	CV
	Aux appuis	7.36		CV
Poutres secondaires	En travée	7.36	0.845	CV
	Aux appuis	6.6		CV

Tableau VI.16 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

Remarque :

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale de **BAEL (Art A.4.2.1)**.

b. Vérifications aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU ;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	105.76	25	33	1.28	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	46.57	25	28	0.67	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.17: Vérification au cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	Observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	105.76	25	33	25	495	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	46.57	25	28	25	420	Condition vérifiée

Tableau VI.18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si : $\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 105.76 - \frac{82.69}{0.9 \times 0.33} = -172.65 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 46.57 - \frac{62.515}{0.9 \times 0.28} = -201.5 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{105.76 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 301.4} = 1.18 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.57 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 263.8} = 0.7 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- e. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56.43$ cm
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49.38$ cm
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42.32$ cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22.57$ cm
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75$ cm
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.93$ cm

VI.2.4. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0.008 \text{ m} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.000042 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.000042 \text{ m} < \bar{f} = 0.008 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3.5}{500} = 0.007 \text{ m} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.000009 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.000009 \text{ m} < \bar{f} = 0.007 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c. Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

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

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Poutres principales :

Zones	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	observation
Poutres principales en travées									
Zone I	63.26	10.65	1.29	0.847	17.68	212.5	12.02	15	cv
Zone II	46.58	8.01	0.97	0.862	21.23	204.4	9.63	15	cv
Zone III	36.74	8.01	0.97	0.862	21.23	161.2	7.59	15	cv
Poutres principales aux appuis supérieurs									
Zone I	77.45	12.06	1.46	0.840	16.25	231.7	14.3	15	cv
Zone II	79.326	12.06	1.46	0.840	16.25	237.3	14.6	15	cv
Zone III	75.313	12.06	1.46	0.840	16.25	225.3	13.9	15	cv

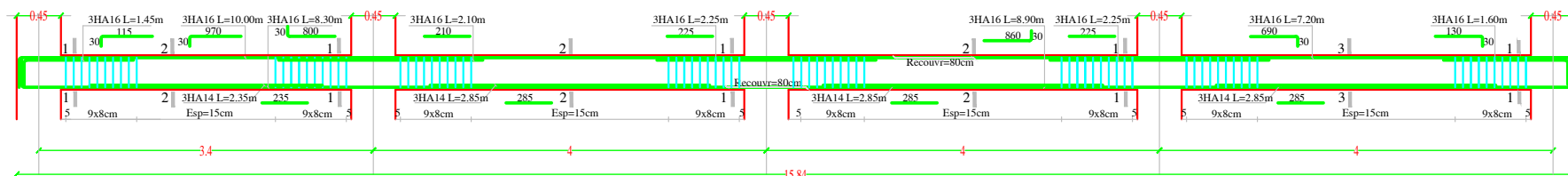
Tableau VI.19 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres principales.

Poutres secondaires :

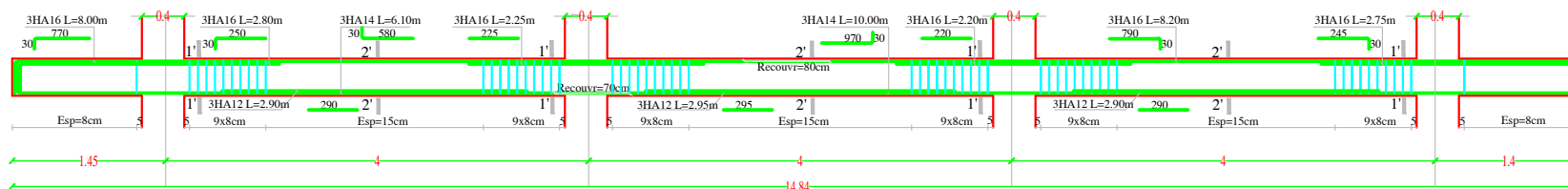
Zones	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Poutres secondaire en travées									
Zone I	42.395	9.24	1.32	0.846	17.47	193.7	11.08	15	cv
Zone II	36.815	8.01	1.144	0.853	19.01	192.4	10.12	15	cv
Zone III	34.044	6.78	0.97	0.862	21.23	208.04	9.8	15	cv
Poutres secondaires aux appuis supérieurs et aux appuis inférieurs									
Zone I	44.194	9.24	1.32	0.846	17.47	201.9	11.6	15	cv
Zone II	38.775	8.01	1.144	0.853	19.01	202.7	10.7	15	cv
Zone III	36.435	6.78	0.970	0.862	21.23	222.7	10.48	15	cv

Tableau VI.20 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres secondaires

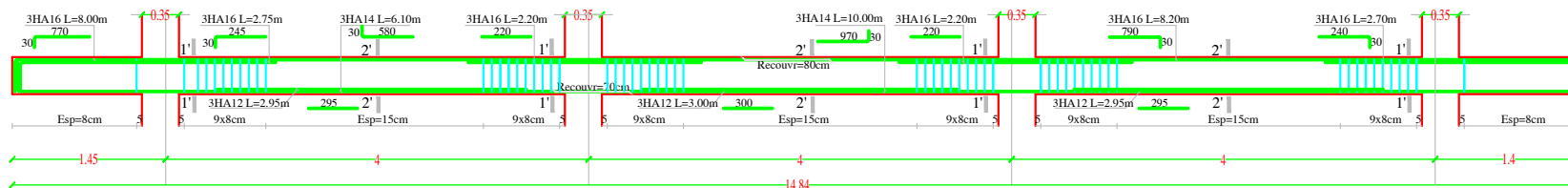
Coff- Et Ferr- Des Poutres Principales (25X35) Zone (1) Niv:+4.08;+7.48;+10.54



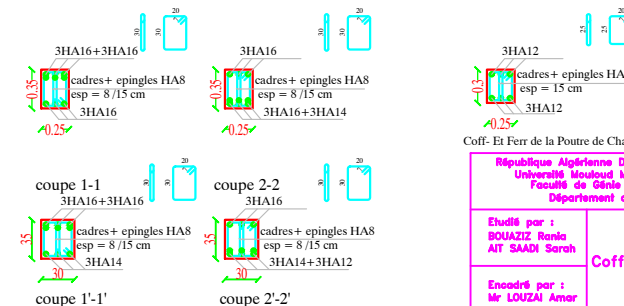
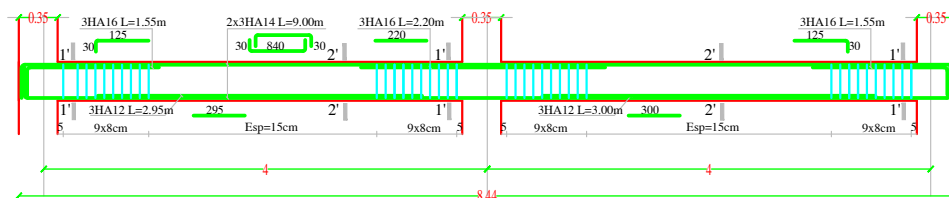
Coff- Et Ferr- Des Poutres Principales (25X35) Zone (2) Niv:+13.60;+16.66;+19.72



Coff- Et Ferr- Des Poutres Principales (25X35) Zone (3) Niv:+22.78;+25.84;+28.90



Coff- Et Ferr- Des Poutres Principales (25X35) Zone (3) +31.30



Coff- Et Ferr de la Poutre de Chainage

République Algérienne Démocratique et Populaire
 Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudié par :
 BOUAZIZ Rania
 AIT SAADI Sarah

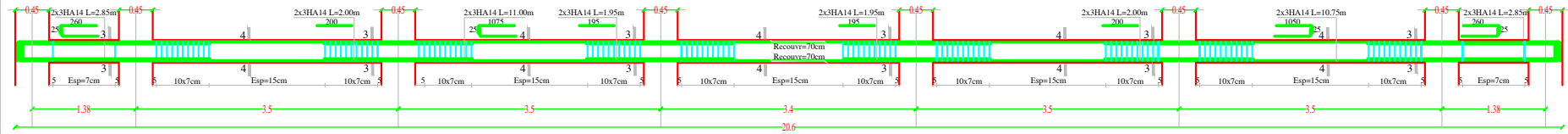
Plan 21:
 Coff-Ferr des Poutres
 Principales

Encadré par :
 Mr LOUZAI Amar

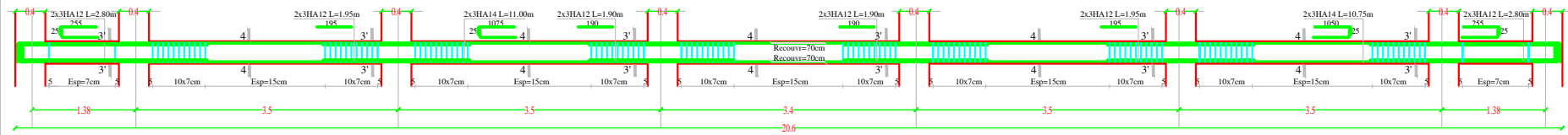
Promotion:
 2019-2020

Echelle:1/40

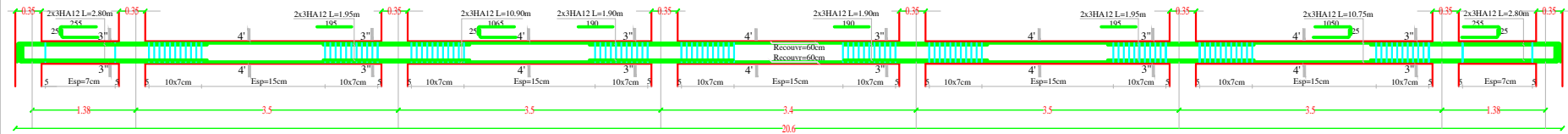
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Zone (1) Niv:+4.08;+7.48;+10.54



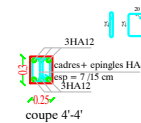
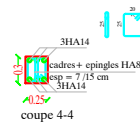
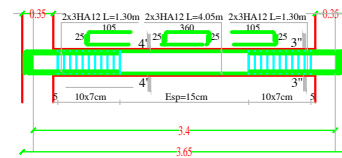
Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Zone (2) Niv:+13.60;+16.66;+19.72



Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Zone (3) Niv:+22.78;+25.84;+28.90



Coff- Et Ferr- Des Poutres Secondaires (25X30) Zone (3) Niv:+31.30



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : BOUAZIZ Rania AIT SAADI Sarah	Plan 22: Coff-Ferr des Poutres Secondaires
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2019-2020	Echelle:1/50

VI.3. Ferrailage des voiles.

VI.3.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles se fera selon le règlement du BAEL91modifié et du RPA99/version 2003.

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en trois zones :

- Zone 1 : du RDC au 2^{ème} étage.
- Zone 2 : du 3^{ème} au 5^{ème} étage.
- Zone 3 : du 6^{ème} au 8^{ème} étage.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

Pour le ferrailage :

- RPA99-modifié2003 : $\begin{cases} 0.8G+-E \\ G+Q+-E \end{cases}$
- BAEL 91 modifié99 : $\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

VI.3.2. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

✓ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules suivantes :

Avec :

I : Moment d'inertie du voile.

M : Moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

V et V' : Bras de levier (Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) ($V = V' = L/2$)

B : la section horizontale du voile ($B = e.L$)

L : La Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

Découpage du diagramme en bandes (d) :

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimé :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$$h_e : h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.35 = 3.73\text{m}$$

L_c : la longueur de la zone comprimée .

$$L_t : \text{longueur tendue} : L_t = L - L_c$$

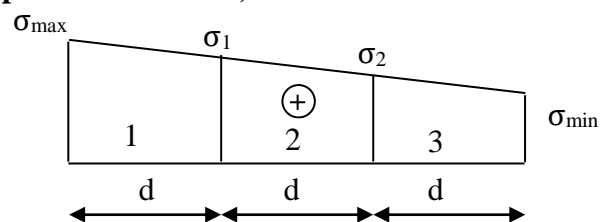
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes.

- **Section entièrement comprimée (exemple avec 3 bandes)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

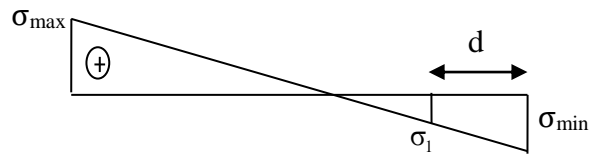
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

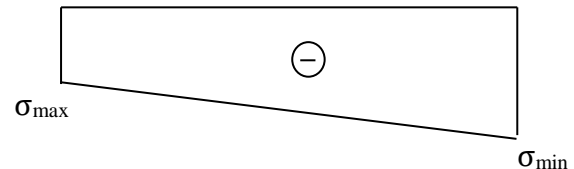
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



- **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



a. Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b. Armatures minimales :

- Section entièrement comprimée

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

-Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.002B \right\} \quad \text{Avec : } \mathbf{B} : \text{section du béton tendue.}$$

- Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.002B \right\}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002B$$

Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)

c. Armatures horizontales :

Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

d. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0.10\% B$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

h. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.3. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \quad V = 1.4 \times V_U$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) \quad ; \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

❖ Voiles transversaux :

VT		V_{max}	B (m ²)	V (m)	I (m ²)	N_{min}	M_{max}	σ_{max}	σ_{min}
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 4m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	347.31	0.8	2	1.066	518.52	1411.012	3295.45	-1999.17
	GQE	352.24	0.8	2	1.066	299.54	1413.867	3027.08	-2278.23
Zone II	0.8GE	285.46	0.8	2	1.066	142.95	804.635	1688.32	-1237.47
	GQE	286.8	0.8	2	1.066	22.99	824.406	1575.46	-1517.99
Zone III	0.8GE	134.2	0.8	2	1.066	1.18	392.78	739.17	-734.67
	GQE	187.48	0.8	2	1.066	84.46	411.102	876.87	-665.7
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 4m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	345.83	0.8	2	1.066	540.35	1410.288	3321.38	-1970.75
	GQE	350.25	0.8	2	1.066	368.49	1414.243	3113.97	-2192.75
Zone II	0.8GE	283.95	0.8	2	1.066	163.65	797.026	1699.9	-1290.79
	GQE	286.53	0.8	2	1.066	48.88	815.948	1591.9	-1469.75
Zone III	0.8GE	186.64	0.8	2	1.066	4.53	392.893	742.79	-731.47
	GQE	192.3	0.8	2	1.066	36.46	414.438	823.13	-731.98
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1.6m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	83.53	0.32	0.8	0.068	192.16	204.742	3009.22	-1808.22
	GQE	97.41	0.32	0.8	0.068	147.7	230.494	3173.25	-2250.13
Zone II	0.8GE	27.57	0.32	0.8	0.068	69.98	58.83	910.8	-473.4
	GQE	27.25	0.32	0.8	0.068	321.04	57.844	1683.76	-322.73
Zone III	0.8GE	26.4	0.32	0.8	0.068	52.04	44.073	681.13	-355.88
	GQE	26.95	0.32	0.8	0.068	269.5	44.099	1360.9	-323.38

Tableau VI.21 : Les efforts internes et les contraintes des voiles transversaux.

❖ Voiles longitudinaux :

VL		V_{\max}	$B \text{ (m}^2\text{)}$	$V \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^2\text{)}$	σ_{\max}	σ_{\min}	N_{\min}	M_{\max}
Efforts internes et contraintes du voile de largeur $L= 3.4\text{m}$ $e=0.2\text{m}$									
Zone I	0.8GE	1080.48	2150.955	380.29	0.68	1.7	0.655	7171.572	-3993.69
	GQE	1658.33	2173.003	390.55	0.68	1.7	0.655	8078.575	-3201.134
Zone II	0.8GE	785.6	827.966	307.38	0.68	1.7	0.655	3304.213	-993.625
	GQE	1192.95	851.253	326.17	0.68	1.7	0.655	4030.656	-388.061
Zone III	0.8GE	436.91	363.836	136.17	0.68	1.7	0.655	1586.82	-301.79
	GQE	667.34	388.051	142.25	0.68	1.7	0.655	1988.537	-25.773
Efforts internes et contraintes du voile de largeur $L=1.75\text{m}$ $e=0.2\text{m}$									
Zone I	0.8GE	385.02	441.803	112.41	0.35	0.875	0.5359	1812.42	378.7
	GQE	668.87	458.996	121.21	0.35	0.875	0.5359	2660.5	1161.623
Zone II	0.8GE	319.00	170.579	84.16	0.35	0.875	0.5359	390.166	-1668
	GQE	523.35	184.359	94.52	0.35	0.875	0.5359	315.97	-286.062
Zone III	0.8GE	133.01	120.662	62.37	0.35	0.875	0.5359	577.041	183.015
	GQE	240.27	137.58	71.53	0.35	0.875	0.5359	911.121	461.85
Efforts internes et contraintes du voile de largeur $L= 1.75\text{m}$ $e=0.2\text{m}$									
Zone I	0.8GE	405.14	436.658	111.33	0.35	0.875	0.5359	1870.5	444.582
	GQE	700.58	452.54	121.26	0.35	0.875	0.5359	2354.098	1649.216
Zone II	0.8GE	388.58	215.588	106.23	0.35	0.875	0.5359	1462.233	758.223
	GQE	631.09	297.819	148.75	0.35	0.875	0.5359	2289.38	1316.845
Zone III	0.8GE	157.28	134.503	73.01	0.35	0.875	0.5359	668.983	229.76
	GQE	271.3	159.765	89.84	0.35	0.875	0.5359	1036.002	514.283
Efforts internes et contraintes du voile de largeur $L= 1.6\text{m}$ $e=0.2\text{m}$									
Zone I	0.8GE	237.45	380.008	123.93	0.32	0.8	0.068	5212.713	-3728.651
	GQE	598.78	410.837	142.08	0.32	0.8	0.068	6704.563	-2962.189
Zone II	0.8GE	180.19	165.265	103.65	0.32	0.8	0.068	2507.387	-1381.2
	GQE	435.52	167.725	105.9	0.32	0.8	0.068	1611.382	1110.617
Zone III	0.8GE	99.63	91.319	60.67	0.32	0.8	0.068	1385.685	-762.997
	GQE	323.53	87.91	60.11	0.32	0.8	0.068	2045.266	-23.204

Tableau VI.22 : Les efforts internes et les contraintes des voiles longitudinaux.

VI. 3.5. Exemple de calcul :

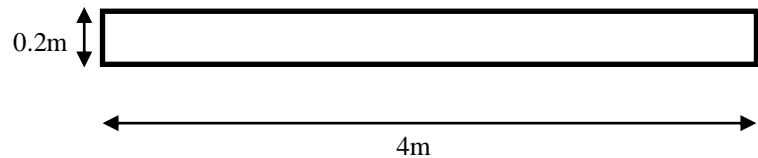
Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L=4\text{m}$ sur la zone 1. (VT1)

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 4 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.8 \text{ m}^2$$

$$I = 1.066 \text{ m}^4$$

**b) Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{518.52}{0.8} + \frac{1411.012 \times 2}{1.066} = 3295.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{518.52}{0.8} - \frac{1411.012 \times 2}{1.066} = -1999.17 \text{ KN/m}^2$$

—————> SPC

c) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3295.45}{3295.45 + 1999.17} \times 4 = 2.49 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 2.49 = 1.51 \text{ m}$$

d) Calcul « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : $h_e : h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m}$

$$d \leq \min\left(\frac{3.73}{2}; \frac{2}{3} \times 2.49\right) = \min(1.865; 1.66)$$

On prend $d=1.66\text{m}$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{3295.45(1.51 - 0.76)}{1.51} = 1647.725 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3295.45 + 1647.725}{2} \times 0.76 \times 0.2 = 373.29 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1647.725}{2} \times 0.76 \times 0.2 = 124.43 \text{ KN}$$

e) Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{373.29}{400 \times 10^{-1}} = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{124.43}{400 \times 10^{-1}} = 3.11 \text{ cm}^2$$

f) Les armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{347.31 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 13.37 \text{ cm}^2$$

i. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{166 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 116 \times 20\right)$$

$$A_{\min} = \max(17.43; 4.64) = 17.43 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$\blacksquare A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (9.33) + \left(\frac{13.37}{4}\right) = 12.68 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\blacksquare A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (3.11) + \left(\frac{13.37}{4}\right) = 6.45 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

Ferrailage adopté :

$$A_{V\min} = 17.43 \text{ cm}^2 \text{ choix de } A = 10\text{HA}16 = 20.1 \text{ cm}^2$$

ii. Armatures horizontales :

$$\blacksquare \text{ D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_1}{4} = \frac{20.1}{4} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$\blacksquare \text{ D'après le RPA: } A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 12 \text{ cm}^2$

Soit : 8HA14 = 12.31 cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

iii. Armatures transversales :

- a. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8) Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15\text{cm et } 10\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{780.71 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 17.43 \times 10^2} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 347.31 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = \mathbf{0.675 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 0.675 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{347.31 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = \mathbf{0.482 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.482 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du reste voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien le sens transversal. Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

		VT1			
Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,45	0,40	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	
	L (m)	4,00	4,00	4,00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,8	0,8	0,8	
	He	4,080	3,060	3,060	
	h	3,63	2,66	2,71	
	Sollicitation de calcul	T(kN)	347,310	285,460	134,200
N _{ser} (kN)		780,71	556,64	270,67	
Vu (kN)		486,234	399,644	187,880	
σ _{max} (kN/m ²)		3295,450	1688,320	739,170	
σ _{min} (kN/m ²)		1999,170	1237,470	734,670	
σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	
L _c		2,49	2,31	2,01	
L _t		1,51	1,69	1,99	
d		1,66	1,33	1,34	
d adopté		0,76	0,85	1,00	
d2 = L _t - d adopté		0,76	0,85	1,00	
σ ₁		1647,725	844,160	369,585	
N ₁		373,29	214,22	110,54	
N ₂	124,43	71,41	36,85		
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	9,33	5,36	2,76	
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,11	1,79	0,92	
	A _{vj} (cm ²)	13,37	10,99	5,17	
	A'v1/bande/nappe	12,68	8,10	4,06	
	A'v2/bande/nappe	6,45	4,53	2,21	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	17,43	13,97	14,04	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v adopté (cm ²)	20,1	15,39	15,39	
	Choix de A (cm ²)	bande	10HA16	10HA14	10HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	12,00	12,00	12,00	
	AH adopté (cm ²)	12,31	12,31	12,31	
	choix de la section	8HA14	8HA14	8HA14	
Armatures transversales	Espacement Sh(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0,675	0,555	0,261
	2,26 Mpa	τ _u	0,482	0,396	0,186
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	0,940	0,676	0,329

Tableau VI.23 : Ferraillage du voile transversal VT1.

		VT2			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,45	0,40	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,8	0,8	0,8
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,63	2,66	2,71
	Sollicitation de calcul	T(kN)		345,830	283,950
N _{ser} (kN)			695,62	466,37	209,41
Vu (kN)			484,162	397,530	261,296
σ _{max} (kN/m ²)			3321,380	1699,900	742,790
σ _{min} (kN/m ²)			1970,500	1290,790	731,470
σ _s (kN/m ²)			400,00	400,00	400,00
L _c			2,51	2,27	2,02
L _t			1,49	1,73	1,98
d			1,67	1,33	1,34
d _{adopté}			0,74	0,86	0,99
d ₂ = L _t - d _{adopté}			0,74	0,86	0,99
σ ₁			1660,690	849,950	371,395
N ₁			371,03	220,10	110,56
N ₂			123,68	73,37	36,85
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9,28	5,50	2,76
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,09	1,83	0,92
	A _{vj} (cm ²)		13,31	10,93	7,19
	A'v1/bande/nappe		12,60	8,24	4,56
	A'v2/bande/nappe		6,42	4,57	2,72
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		17,57	13,97	14,11
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v adopté (cm ²)		20.1	15,39	15,39
	Choix de A (cm ²)	Bande	10HA16	10HA14	10HA14
	ST _{max}		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12,00	12,00	12,00
	AH adopté (cm ²)		12.31	12.31	12.31
	choix de la section		8HA14	8HA14	8HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0,672	0,552	0,363
	2,26 Mpa	τ _u	0,480	0,394	0,259
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	0,838	0,562	0,254

Tableau VI.24 : Ferrailage du voile transversal VT2.

		VT3				
		Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,45	0,40	0,35	
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
	L (m)		1,60	1,60	1,60	
	e (m)		0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)		0,32	0,32	0,32	
	He		4,080	3,060	3,060	
	h		3,63	2,66	2,71	
	Sollicitation de calcul	T(kN)		83,530	27,570	26,400
		N _{ser} (kN)		811,23	496,03	339,42
Vu (kN)			116,942	38,598	36,960	
σ _{max} (kN/m ²)			3009,220	910,800	681,130	
σ _{min} (kN/m ²)			1808,220	473,400	355,880	
σ _s (kN/m ²)			400,00	400,00	400,00	
L _c			1,00	1,05	1,05	
L _t			0,60	0,55	0,55	
d			0,67	0,70	0,70	
d _{adopté}			0,30	0,27	0,27	
d ₂ = L _t - d _{adopté}			0,30	0,27	0,27	
σ ₁			1504,610	455,400	340,565	
N ₁			135,54	37,38	28,05	
N ₂			45,18	12,46	9,35	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		3,39	0,93	0,70	
	A _{v2} /bande (cm ²)		1,13	0,31	0,23	
	A _{vj} (cm ²)		3,22	1,06	1,02	
	A' _{v1} /bande/nappe		4,19	1,20	0,96	
	A' _{v2} /bande/nappe		1,93	0,58	0,49	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7,00	7,37	7,36	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9,23	9,23	9,23	
	Choix de A (cm ²)	Bande	6HA14	6HA14	6HA14	
		ST	30	30	30	
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,80	4,80	4,80	
	AH adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78	
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,406	0,134	0,128	
	2,26 Mpa	T _u	0,290	0,096	0,092	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,430	1,486	1,017	

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile transversal VT3.

		VL4			
Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,45	0,40	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	
	L (m)	3,40	3,40	3,40	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,68	0,68	0,68	
	He	4,080	3,060	3,060	
	h	3,63	2,66	2,71	
	Sollicitation de calcul	T(kN)	380,290	307,380	136,170
N _{ser} (kN)		1730,00	1251,00	724,00	
Vu (kN)		532,406	430,332	190,638	
σ_{max} (kN/m ²)		7171,572	3304,213	1586,820	
σ_{min} (kN/m ²)		3993,690	993,625	301,790	
σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	
L _c		2,18	2,61	2,86	
L _t		1,22	0,79	0,54	
d		1,46	1,33	1,36	
d _{adopté}		0,61	0,39	0,27	
d2 = L _t - d _{adopté}		0,61	0,39	0,27	
σ_1		3585,786	1652,107	793,410	
N ₁		654,12	194,80	64,66	
N ₂		218,04	64,93	21,55	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	16,35	4,87	1,62	
	A _{v2} /bande (cm ²)	5,45	1,62	0,54	
	A _{vj} (cm ²)	14,64	11,83	5,24	
	A' _{v1} /bande/nappe	20,01	7,83	2,93	
	A' _{v2} /bande/nappe	9,11	4,58	1,85	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	15,29	13,97	14,23	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _v adopté (cm ²)	20.1	15.39	15,39	
	Choix de A (cm ²)	Bande	10HA16	10HA14	10HA14
	ST _{MAX}		30	30	30
	Espacement(cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	10,20	10,20	10,20	
	AH adopté (cm ²)	12.31	12.31	12.31	
	choix de la section	8HA14	8HA14	8HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,870	0,703	0,312
	2,26 Mpa	T _u	0,621	0,502	0,223
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,436	1,762	1,030

Tableau VI.26 : Ferrailage du voile longitudinal VL4.

	VL5				
	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,45	0,40	0,35	
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06	
	L (m)	1,75	1,75	1,75	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,35	0,35	0,35	
	He	4,080	3,060	3,060	
	h	3,63	2,66	2,71	
	Sollicitation de calcul	T(kN)	112,410	84,160	62,370
N _{ser} (kN)		821,14	952,44	308,05	
Vu (kN)		157,374	117,824	87,318	
σ_{max} (kN/m ²)		1812,420	390,166	577,041	
σ_{min} (kN/m ²)		378,700	1668,000	183,015	
σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	
L _c		1,45	0,33	1,33	
L _t		0,30	1,42	0,42	
d		0,97	0,22	0,89	
d _{adopté}		0,15	0,22	0,21	
d2 = L _t - d _{adopté}		0,15	1,20	0,21	
σ_1		906,210	329,323	288,521	
N ₁		41,11	15,91	18,24	
N ₂		13,70	39,42	6,08	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,03	0,40	0,46	
	A _{v2} /bande (cm ²)	0,34	0,99	0,15	
	A _{vj} (cm ²)	4,33	3,24	2,40	
	A' _{v1} /bande/nappe	2,11	1,21	1,06	
	A' _{v2} /bande/nappe	1,42	1,80	0,75	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	10,13	2,32	9,30	
Ferrailage adoptée é pour les armatures verticales	A' _{vadopté} (cm ²)	12.31	9.05	12.31	
	Choix de A (cm ²)	Bande	8HA14	8HA12	8HA14
	ST _{max}		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,25	5,25	5,25	
	AH adopté (cm ²)	6.78	6.78	6.78	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,500	0,374	0,277
	2,26 Mpa	τ_u	0,357	0,267	0,198
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,160	2,505	0,826

Tableau VI.27 : Ferrailage du voile longitudinal VL5.

		VL6			
Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,45	0,40	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	
	L (m)	1,75	1,75	1,75	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,35	0,35	0,35	
	He	4,080	3,060	3,060	
	H	3,63	2,66	2,71	
	T(kN)	111,330	106,230	73,010	
Sollicitation de calcul	N _{ser} (kN)	885,31	733,58	340,63	
	Vu (kN)	155,862	148,722	102,214	
	σ _{max} (kN/m ²)	1870,500	1462,233	668,983	
	σ _{min} (kN/m ²)	444,582	758,223	229,760	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,41	1,15	1,30	
	L _t	0,34	0,60	0,45	
	d	0,94	0,77	0,87	
	d _{adopté}	0,17	0,30	0,22	
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,17	0,30	0,22	
	σ ₁	935,250	731,117	334,492	
	N ₁	47,15	65,53	22,45	
	N ₂	15,72	21,84	7,48	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1,18	1,64	0,56	
	A _{v2} /bande (cm ²)	0,39	0,55	0,19	
	A _{vj} (cm ²)	4,29	4,09	2,81	
	A' _{v1} /bande/nappe	2,25	2,66	1,26	
	A' _{v2} /bande/nappe	1,46	1,57	0,89	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	9,90	8,07	9,12	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	12.31	9.05	12.31	
	Choix de A (cm ²)	Bande	8HA14	8HA12	8HA14
	STmax		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,25	5,25	5,25	
	AH adopté (cm ²)	6.78	6.78	6.78	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,495	0,472	0,324
	2,26 Mpa	T _u	0,353	0,337	0,232
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,329	1,930	0,913

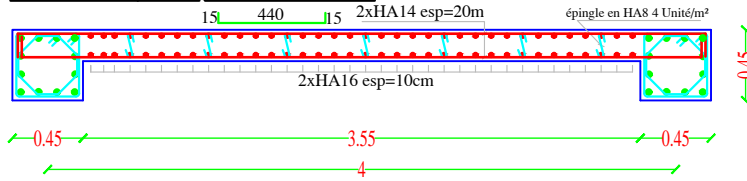
Tableau VI.28 : Ferrailage du voile longitudinal VL6.

		VL7			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,45	0,40	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,60	1,60	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,32	0,32	0,32
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,63	2,66	2,71
	Sollicitation de calcul	T(kN)		123,930	103,650
N _{ser} (kN)			795,45	494,14	350,87
Vu (kN)			173,502	145,110	84,938
σ _{max} (kN/m ²)			5212,713	2507,387	1385,685
σ _{min} (kN/m ²)			3728,651	1381,200	762,997
σ _s (kN/m ²)			400,00	400,00	400,00
L _c			0,93	1,03	1,03
L _t			0,67	0,57	0,57
d			0,62	0,69	0,69
d _{adopté}			0,33	0,28	0,28
d2 = L _t - d _{adopté}			0,33	0,28	0,28
σ ₁			2606,357	1253,694	692,843
N ₁			260,85	106,87	59,05
N ₂			86,95	35,62	19,68
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,52	2,67	1,48
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,17	0,89	0,49
	A _{vj} (cm ²)		4,77	3,99	2,34
	A' _{v1} /bande/nappe		7,71	3,67	2,06
	A' _{v2} /bande/nappe		3,37	1,89	1,08
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		6,53	7,22	7,22
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9.23	9.23	9.23
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	6HA14	6HA14	6HA14
	STmax		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,02	5,02	4,80
	AH adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,602	0,504	0,295
	2,26 Mpa	T _u	0,430	0,360	0,211
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,272	1,411	1,023

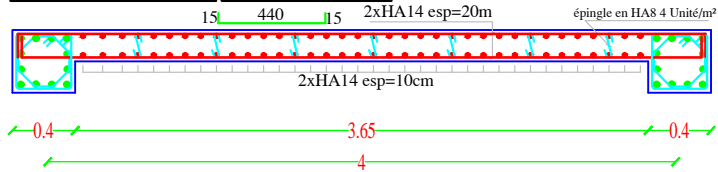
Tableau VI.29 : Ferrailage du voile longitudinal VL7.

Coffrage & Ferrailage du Voile VT, L=4.00m. EP=20cm :

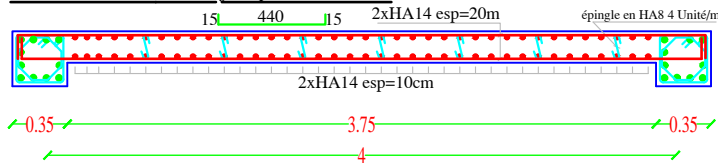
Zone 1.niv ±0.00 jusqu'au+10.54



Zone 2.niv +10.54 jusqu'au+19.72

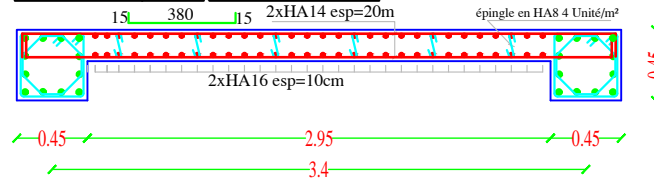


Zone 2.niv +19.72 jusqu'au+28.90

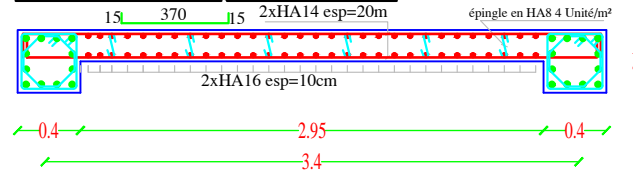


Coffrage & Ferrailage du Voile VL1, L=3.40m. EP=20cm :

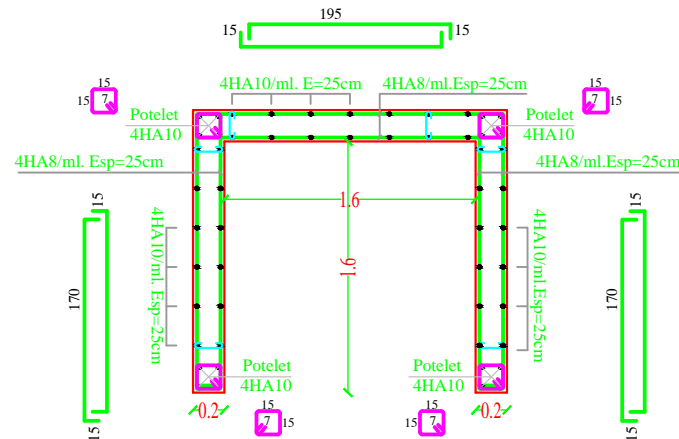
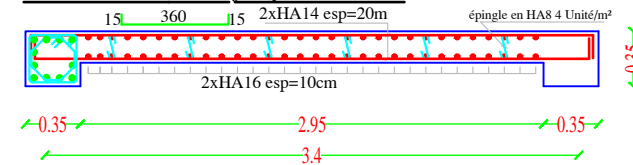
Zone 1.niv ±0.00 jusqu'au+10.54



Zone 2.niv +10.54 jusqu'au+19.72



Zone 2.niv +19.72 jusqu'au+28.90



COFFRAGE ET FERRAILAGE DE L'ASCENSEUR

République Algérienne Démocratique et Populaire
 Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudié par :
 BOUAZIZ Rania
 AIT SAADI Sarah

Plan 18:
 Coff-Ferr des Voiles
 Coff-Ferr d'Ascenseur

Promotion:
 2019-2020

Echelle: 1/40

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.

Une force horizontale : résultante de l'action sismique.

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

Pré-dimensionnement des semelles :

VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \quad (\text{poteau carré})$$

$$\text{D'ou:} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

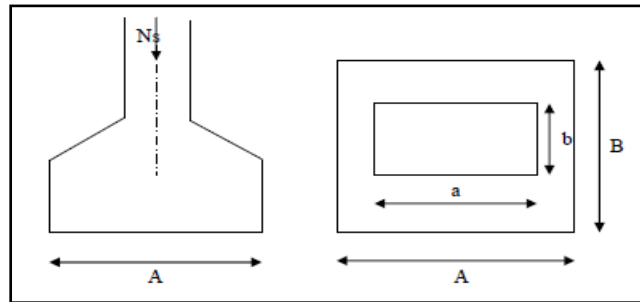


Figure VI.1 : Pré-dimensionnement de la semelle isolée sous poteaux.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1111.52 \text{KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1111.52}{200}} = 2.36 \text{m}$$

Donc : $A=B= 3\text{m.}$

Conclusion :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vt ₁	2150.36	4	3	12
Vt ₂	1650.28	4	2.5	10
Vt ₃	1820.16	4	2.6	10.4
Vt ₄	2113.5	4	3	12
			ΣS	44.4

Tableau VII.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vl ₁	1130.03	1.75	3.8	6.65
Vl ₂	1015.06	1.75	3.5	6.13
Vl ₃	1790.76	1.75	5.5	9.63
Vl ₄	1230	1.75	4	7
Vl ₅	2010.36	3.4	3.5	11.9
			ΣS	41.31

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales).

$S_v = \Sigma S_i = 85.71$ m Avec

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux :

a. Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec :

L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c. Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s · e _i (KN.m)
C ₁₆	189.66	-3.841	-7.7	-2230.4
C ₁₇	1111.52	-3.550	-4.3	-4779.536
C ₁₈	414.48	-7.176	-0.3	--124.344
C ₁₉	511.47	3.024	3.7	1892.4
C ₂₀	773.04	3.694	7.7	5952.408
Total	3000.17	-7.849	-0.9	710.528

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{710.528 - 7.849}{3000.17} = 0.23\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.23 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{15.4}{6} = 2.56\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3000.17}{15.4} \left(1 - \frac{6 \times 0.23}{15.4} \right) = 177.36 \text{KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3000.17}{15.4} \left(1 + \frac{6 \times 0.23}{15.4} \right) = 212.3 \text{KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{3000.17}{15.4} \left(1 + \frac{3 \times 0.23}{15.4}\right) = 203.55 \text{ KN/m.}$$

d. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{203.55}{200} = 1.02 \text{ m}$$

On prend B = 1.10 m.

On aura donc, $S_p = (1.10 \times 15.4 \times 5) = 84.7 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 85.71 + 84.7 = 170.41 \text{ m}^2$$

Avec: **n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = 15.4 \times 20.6 = 317.24 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{170.41}{317.24} \times 100 = 54\%$$

$$54\% > 50\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

VII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII.4.1. Pré-dimensionnement du radier :

1. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2. Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{max} = 4m$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$$

$$50cm \leq h \leq 80cm \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } h = 80 \text{ cm.}$$

➤ **Sous poteaux :**

✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{400}{20} = 20cm$$

Soit $h_d = 30cm$.

✓ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n > \frac{400}{10} = 40cm$$

Soit $h_n = 80cm$.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } b_n = 50cm.$$

✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{400}{50} \leq e_t \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8cm \leq h_t \leq 10cm$$

Soit $h_t = 10cm$.

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à :}$$

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté a l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818,86 MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou:} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.80\text{m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=80cm**.

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **h_d = 30 cm.**
- La nervure: **h_n = 80 cm.**
b_n = 50 cm.
- La dalle flottante : **e_f = 10 cm.**

VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire du radier :

Chargement	Charge permanente	G=21960.68KN (tiré à partir de logiciel Etabs)
	Charge d'exploitation	Q=4157.04 KN (tiré à partir de logiciel Etabs)
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 21960.68 + 1.50 \times 4157.04 = 35882.48\text{KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 21960.68 + 4157.04 = 26117.72\text{KN}$
	ELU	$S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{35882.48}{1.33 \times 200} = 134.89\text{m}^2$
	ELS	$S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{26117.72}{200} = 130.58\text{m}^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 134.89\text{m}^2$	
La surface du bâtiment	$S_{bat} = 317.24\text{m}^2$	
Conclusion	$S_{bat} = 317.24\text{m}^2 > S_{rad} = 134.89\text{m}^2$ <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{deb} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right\} = 40\text{cm}$ $L_{deb} = 50\text{cm}$	
Surface du débord	$S_{deb} = P \times L_{deb} = (2 \times (20.6 + 15.4) \times 0.5) = 36\text{m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{T rad} = S_{deb} + S_{bat} = 317.24 + 36 = 353.24\text{m}^2$	

Tableau VII.4 : Surface du radier.

VII.4.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids du bâtiment		G=21960.68KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 353.24 \times 0.30 \times 25$	2649.3KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times (0.8 - 0.30) \times 25 \times 241.8$	1511.25KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 241.8 = 120.9m^2$ $P_{TVO} = (353.24 - 120.9) \times 0.5 \times 17$	1974.89KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 353.24 \times 0.10 \times 25$	883.1KN
Poids de radier=P_{dalle}+P_{ner} + P_{TVO}+P_{dalle flottante}			7018.54KN
Surcharge d'exploitation		Surcharge de bâtiment Q	
		Surcharge du radier Q = 3.5 × 353.24	
Poids total de la structure(G_{superstructure} + G_{infra structure}		G_T = G_b + G_{rad} = 21960.68 + 7018.54	
		Q_t = Q_b + Q_{rad} = 4157.04 + 1236.34	
Combinaisons	A L'état limite de ultime	ELU $N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 28979.22 + 1.50 \times 5393.38$	
	A L'état limite de service	ELS $N_s = G + Q$ $N_s = 28979.22 + 5393.38$	
	A L'état sismique	Na =G+0.2Q $N_a=28979.22+0.2 \times 5393.38$	

Tableau VII.5 : Sollicitation à la base du radier.

VII.4.4. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{47212.02 \times 1.00}{353.24} \times \frac{4}{2} = 267.3 \text{KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{267.3 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = \mathbf{0.99 \text{MPa}}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{MPa} \right\} = 2.50 \text{MPa}$
$\tau_u = 0.99 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.**VII.4.5. Vérification de la stabilité de radier :**

La stabilité de radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort Normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure **$h=0.8 \text{ m}$** .

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

On doit vérifier que :

Sismique :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Combinaisons sismiques :

- Sens longitudinal : (tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0x}=26493.855 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x}=1005.93 \text{ KN}$$

- Sens transversal : (tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0y} = 19982.927 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y}= 1345.39 \text{ KN}$$

Sens longitudinal :	N_u = 47212.02 KN N_s = 34372.6 KN	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47212.02}{353.24} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47212.02}{353.24} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 133.65 + 133.65}{4} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 133.65 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34372.6}{353.24} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34372.6}{353.24} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 97.3 + 97.3}{4} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
Observation	$\sigma_m = 97.3 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée	

Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	10.3m
	Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15.4 \times 20.6^3}{12}$	11218.66 m⁴
	Moment à la base	$M = M_{0x} + T_0 x \times h$ $M_x = 26493.855 + 1005.93 \times 0.8 = 27298.599 \text{KN.m}$	
	A l'état sismique	N_a=30057.9KN	
		$\sigma_1 = \frac{Na}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{30057.9}{353.24} + \frac{27298.599}{11218.66} \times 10.3 = 110.15 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{Na}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{30057.9}{353.24} - \frac{27298.599}{11218.66} \times 10.3 = 60.03 \text{KN/m}^2$	
σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 110.15 + 60.03}{4} = 97.62 \text{KN/m}^2$		
Observation	$\sigma_m = 97.62 \text{KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée		

Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

Sens transversal :	N_u= 47212.02 KN N_s=34372.6 KN	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47212.02}{353.24} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47212.02}{353.24} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 133.65 + 133.65}{4} = 133.65 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 133.65 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34372.6}{353.24} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34372.6}{353.24} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 97.3 + 97.3}{4} = 97.3 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 97.3 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>

Tableau VII.9 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	7.7m
	Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20.6 \times 15.4^3}{12}$	6269.72m ⁴
	Moment à la base	$M = M_{0y} + T_{0y} \times h$ $M_y = 19982.927 + 1345.39 \times 0.8 = 21059.239 \text{KN.m}$	
	A l'état sismique	Na=30057.9KN	
		$\sigma_1 = \frac{Na}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{30057.9}{353.24} + \frac{21053.239}{6269.72} \times 7.7 = 110.95 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{Na}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{30057.9}{353.24} - \frac{21053.239}{6269.72} \times 7.7 = 59.23 \text{KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 110.95 + 59.23}{4} = 98.2 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 98.02 \text{KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>		

Tableau VII.10 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

VII.4.6. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

VII.4.6.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

Si : $\rho < 0.40$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

Si : $0.40 < \rho \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $\mathbf{M}_{0x} = \mathbf{q}_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $\mathbf{M}_{0y} = \mu_y \times \mathbf{M}_{0x}$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Chargement :

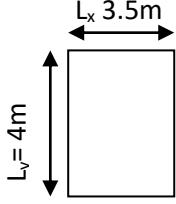
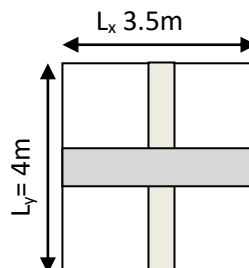
Dimension Panneau le plus défavorable		
Domain de portance	$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4} = 0.88 > 0.40$ <p>Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.</p>	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{133.65; 133.65\}$ $\sigma_m^{\max} = 133.65 \text{KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{97.3; 97.3\}$ $\sigma_m^{\max} = 97.3 \text{KN/m}^2$
Chargement	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 133.65 - \frac{7018.54}{353.24}$ $q_u = 113.78 \text{KN/m}^2$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 97.3 - \frac{7018.54}{353.24}$ $q_s = 77.43 \text{KN/m}^2$

Tableau VII.11 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ Sollicitation :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.



	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0.88	0.88
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0.20$
μ_x	0.0478	0.0549
μ_y	0.740	0.818
M_{0x}	$M_{0x} = 113.78 \times 0.0478 \times 3.5^2$ $M_{0x} = 66.62 \text{KN.m}$	$M_{0x} = 77.43 \times 0.0549 \times 3.5^2$ $M_{0x} = 52.07 \text{KN.m}$
M_{0y}	$M_{0y} = 0.740 \times 66.62$ $M_{0y} = 49.3 \text{KN.m}$	$M_{0y} = 0.818 \times 52.07$ $M_{0y} = 42.6 \text{KN.m}$

Tableau VII.12 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ **Correction des moments :**

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 car dans notre cas le panneau est continu au-delà de ces appuis (un panneau intermédiaire)

❖ **ELU :**

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 66.62 = 50 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 49.3 = 37 \text{KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 66.62 = -33.31 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 49.3 = -24.65 \text{KN.m}$$

❖ **ELS :**

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 52.07 = 39.05 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 42.6 = 31.95 \text{KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 52.07 = -26.04 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 42.6 = -21.3 \text{KN.m}$$

VII.4.6.1.1. Ferrailage à l'ELU :

➤ Dans le sens X-X :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 50 \text{KN.m}$	$M_{ax} = 33.31 \text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{50 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.056 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0 \text{cm}^2$)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{33.31 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.038 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0 \text{cm}^2$)</p>
β	0.971	0.981
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{50 \times 10^6}{0.971 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 5.92 \text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{33.31 \times 10^6}{0.981 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 3.90 \text{cm}^2$
A_{adop}	$A_x^t = 6.15 \text{cm}^2 \geq A_x^{min} = 2.54 \text{cm}^2$	$A_x^a = 6.15 \text{cm}^2 \geq A_x^{min} = 2.54 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7.4 BAEL99})$ <p>Avec : $0.80\% \times b \times h$ pour HA F_c400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.88)}{2} = 2.54 \text{cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 25 \text{cm}$	$S_t = 25 \text{cm}$

Tableau VII.13 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X).

➤ Dans le sens Y-Y :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 37\text{KN.m}$	$M_{ay} = 24.65\text{KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{37 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.042 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{24.65 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2}$ $\mu = 0.028 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>
β	0.979	0.986
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{37 \times 10^6}{0.979 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 4.34\text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{24.65 \times 10^6}{0.986 \times 250 \times 348}$ $A_{st} = 2.87\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$ <p>Avec : $0.80\% \times b \times h$ pour HA F_e400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.88)}{2} = 2.54\text{cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
A_{adop}	$A_y^t = 6.15\text{cm}^2 \geq A_y^{min} = 2.54\text{cm}^2$	$A_y^a = 6.15\text{cm}^2 \geq A_y^{min} = 2.54\text{cm}^2$
Espacement	$S_t = 25\text{cm}$	$S_t = 25\text{cm}$

Tableau VII.14 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).

VII.4.7. Vérification à l'ELU :

- Vérification de l'espacement :

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 appuis : $S_t=25\text{cm}$
		Sens L_y :	En travée : $S_t=25\text{cm}$
		$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En appuis : $S_t=25\text{cm}$

Tableau VII.15 : Vérification de l'espacement.

- Vérification de la contrainte tangentielle :

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	V_u	$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{u\max} = \frac{113.78 \times 3.5 \times 4}{2 \times 4 + 3.5}$ $V_{u\max} = 138.5\text{KN}$
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{138.5 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.554\text{MPa}$		
$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$		
$\tau_u = 0.554\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$ <p style="text-align: center;">→ condition vérifiée</p>		

Tableau VII.16 : Vérification de la contrainte tangentielle.

VII.4.8. Vérification à l'ELS :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 25}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

	Zone	A_{elu}	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	6.15	26.04	0.246	0.920	47.50	184.09	348	3.9	15	CV
	Travée	6.15	39.05	0.246	0.920	47.50	276.07	348	5.8	15	CV
Y-Y	Appui	6.15	21.3	0.246	0.920	47.50	150.6	348	3.17	15	CV
	Travée	6.15	31.95	0.246	0.920	47.50	225.9	348	4.8	15	CV

Tableau.17: Contrainte dans le béton.

VII.4.9. Ferrailage des débords :

➤ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L=0.50m
	ELU	$q_u=113.78\text{KN/ml}$
	ELS	$q_s=77.43\text{KN/ml}$
Sollicitation	$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{113.78 \times 0.5^2}{2} = -14.22\text{KN.m}$	
	$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{77.43 \times 0.5^2}{2} = -9.68\text{KN.m}$	

Tableau VII.18: Sollicitation de calcul.

➤ Ferrailage à l'ELU :

Calcul des moments réduits μ	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{14.22 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 250^2} = 0.016$ $\mu = 0.016 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$
β	0.992
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{14.22 \times 10^6}{0.992 \times 250 \times 348} = 1.65\text{cm}^2$ $A_{st} = 1.65\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 250 \times 2.1}{400} = 301\text{mm}^2$ $A_{min} = 3.01\text{cm}^2$
A_{adop}	4HA12=4.52cm² ≥ Amin = 3.01cm²
Espacement	$S_t = \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{60\text{cm}; 25\text{cm}\}$ $S_t = 25\text{cm}$
Armatures de répartition	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$
A_{adop}	$2\text{HA}12=2.26\text{cm}^2 \text{ avec :}$ $S_t = \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{90\text{cm}; 33\text{cm}\}$ $S_t = 20\text{cm}$

Tableau VII.19 : ferrailage de débord.

Conclusion :

Les armatures de radier sont supérieures à celles du débord.

$A_{rad} > A_{débord} \rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.4.10. 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 :

Schéma	Sollicitation
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Tableau VII.20 : Répartitions simplifiées des chargements.

➤ **Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(133.65 - \frac{7018.54}{353.24} - \frac{1511.25}{120.9} \right) \times 1m = 126.28 \text{KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(97.3 - \frac{7018.54}{353.24} - \frac{1511.25}{120.9} \right) \times 1m = 89.93 \text{KN/ml}$$

➤ **Sollicitation :**

✓ **Moment fléchissant :**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

✓ **Pour sens longitudinal (x-x) :**

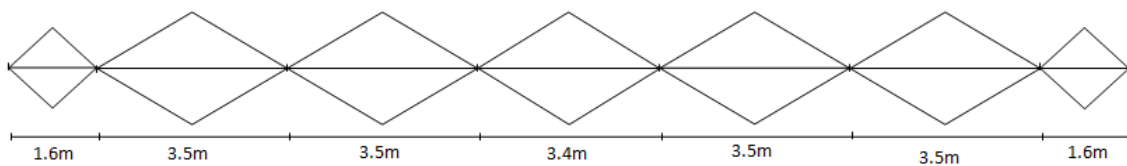


Figure VII.2 : Répartition des charges.

✓ **Pour sens transversal (y-y) :**

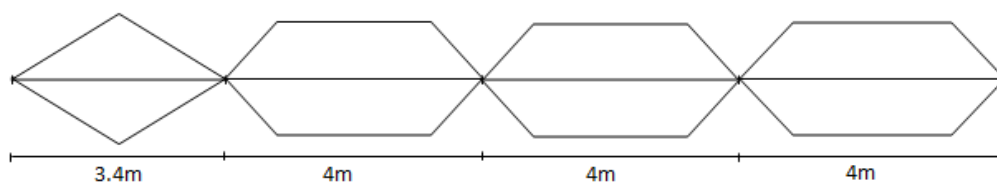


Figure VII.3 : Répartition des charges.

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
A-B	1	1.6	4	0.4	Triangulaire	0.53	0.4	126.28	89.93	67	134	47.66	95.32	50.51	101.02	36	72
	2	1.6	4	0.4	Triangulaire	0.53	0.4	126.28	89.93	67		47.66		50.51		36	
B-C	1	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75	295.5	105.22	210.44	111.13	222.26	79.14	158.28
	2	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75		105.22		111.13		79.14	
C-D	1	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75	295.5	105.22	210.44	111.13	222.26	79.14	158.28
	2	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75		105.22		111.13		79.14	
D-E	1	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	126.28	89.93	142.7	285.4	101.62	209.24	107.34	214.68	76.44	152.88
	2	3.4	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	126.28	89.93	142.7		101.62		107.34		76.44	
E-F	1	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75	295.5	105.22	210.44	111.13	222.26	79.14	158.28
	2	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75		105.22		111.13		79.14	
F-G	1	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75	295.5	105.22	210.44	111.13	222.26	79.14	158.28
	2	3.5	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	126.28	89.93	147.75		105.22		111.13		79.14	
G-H	1	1.6	4	0.4	Triangulaire	0.53	0.4	126.28	89.93	67	134	47.66	95.32	50.51	101.02	36	72
	2	1.6	4	0.4	Triangulaire	0.53	0.4	126.28	89.93	67		47.66		50.51		36	

Tableau VII.21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	3.4	3.5	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	126.28	89.93	142.7	285.4	76.44	152.88	107.32	214.64	76.44	152.88
	2	3.4	3.5	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	126.28	89.93	142.7		76.44		107.32		76.44	
2-3	1	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7	285.4	77.34	154.68	108.6	217.2	77.34	154.68
	2	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7		77.34		108.6		77.34	
3-4	1	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7	285.4	77.34	154.68	108.6	217.2	77.34	154.68
	2	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7		77.34		108.6		77.34	
4-5	1	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7	285.4	77.34	154.68	108.6	217.2	77.34	154.68
	2	4	3.5	1.14	Trapézoïdal	1.13	0.86	126.28	89.93	142.7		77.34		108.6		77.34	

Tableau VII.22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

✓ ELU :

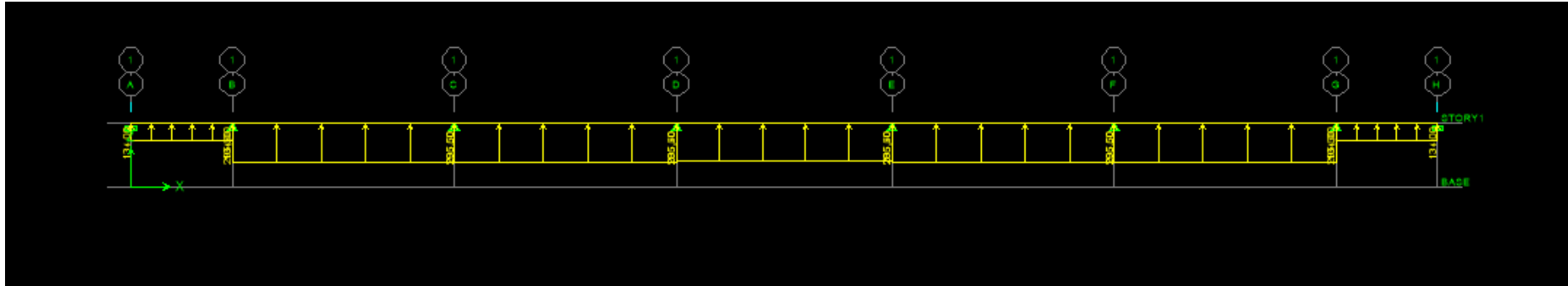


Figure VII.4 : Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

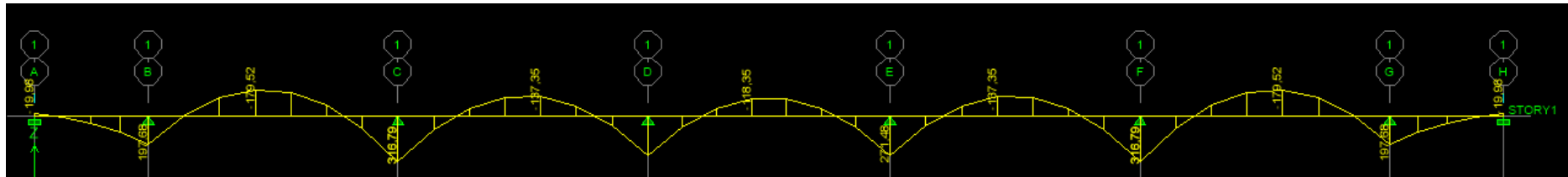


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

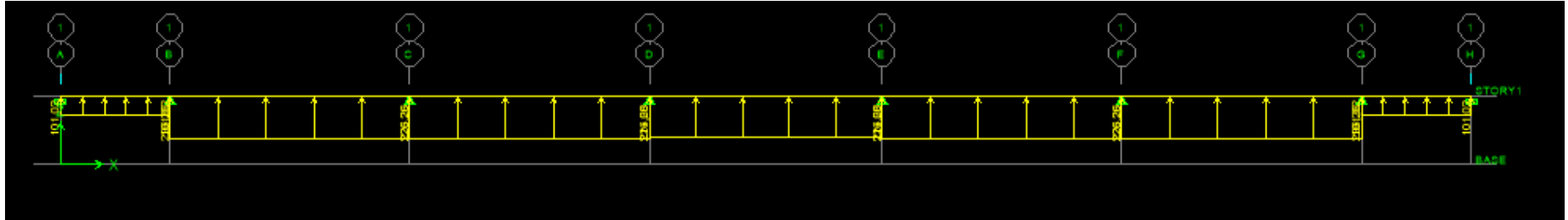


Figure VII.6: Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

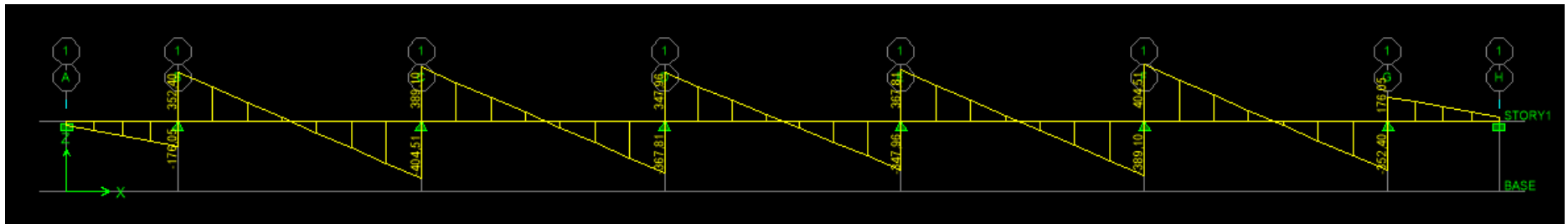


Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

✓ ELS :

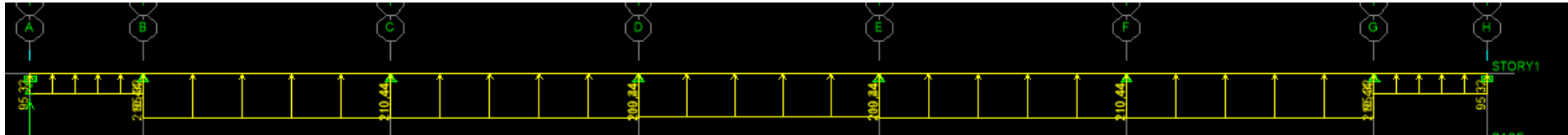


Figure VII.8 : Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

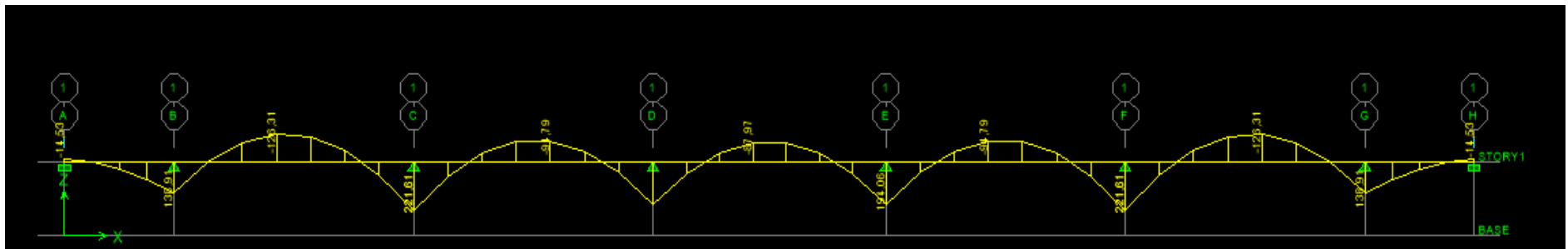


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

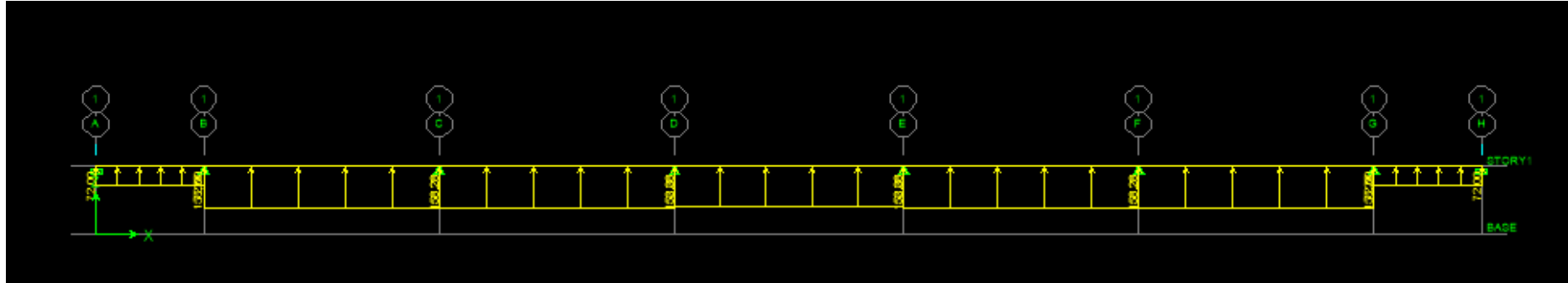


Figure VII.10 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

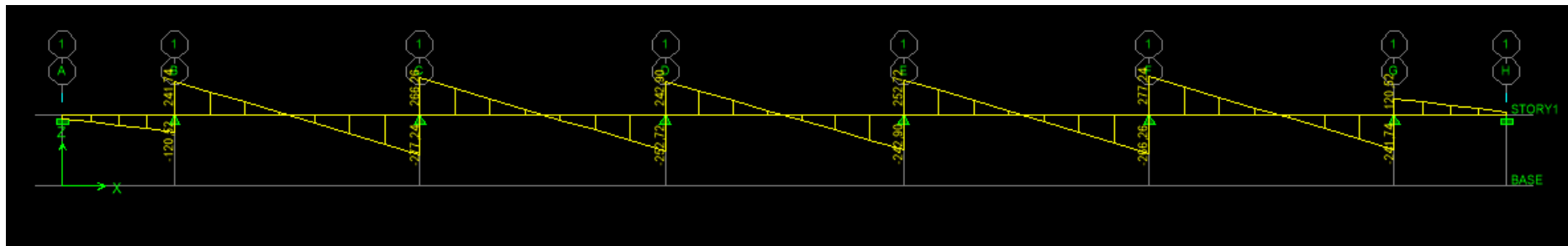


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

✓ ELU :

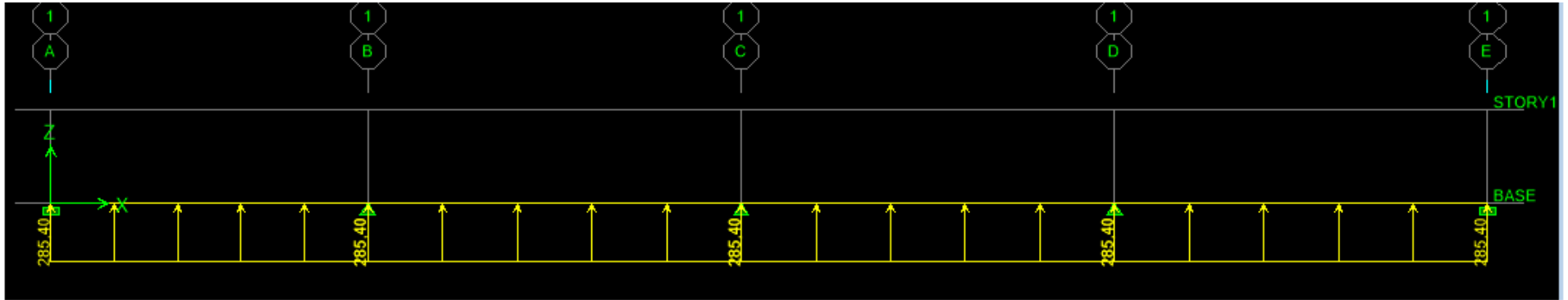


Figure VII.12 : Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

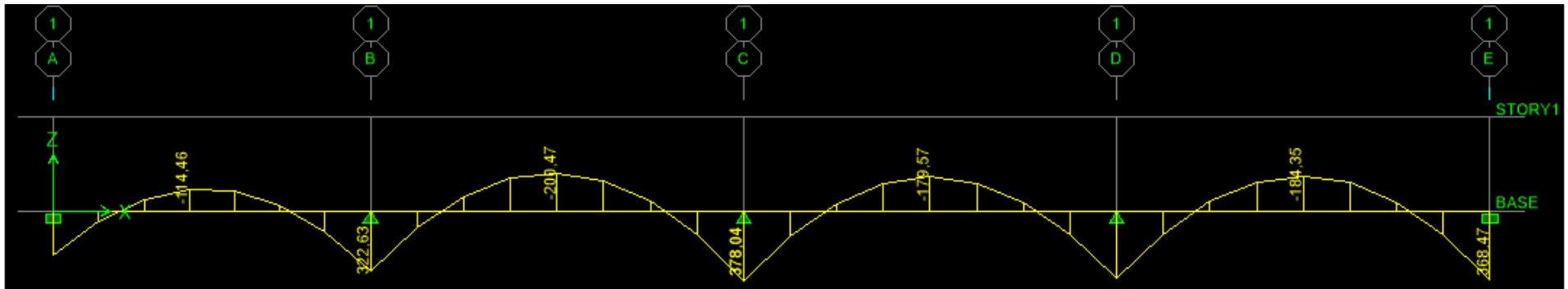


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

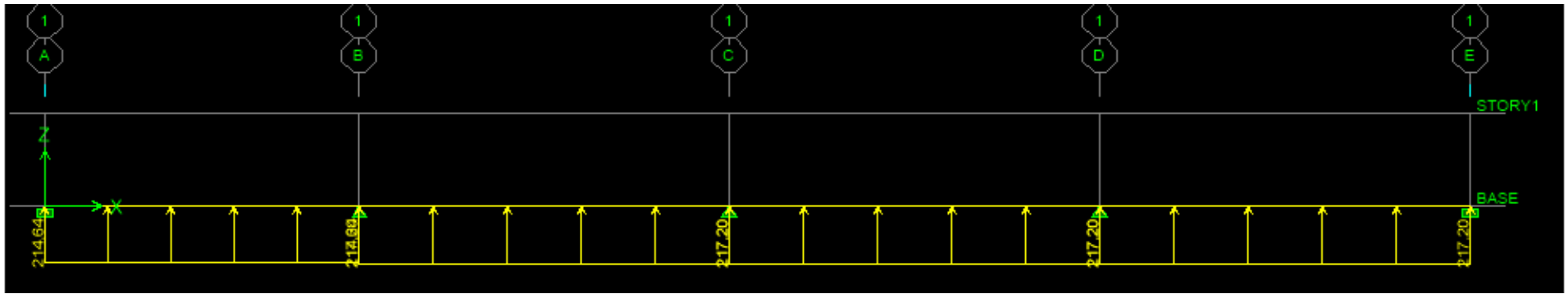


Figure VII.14 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

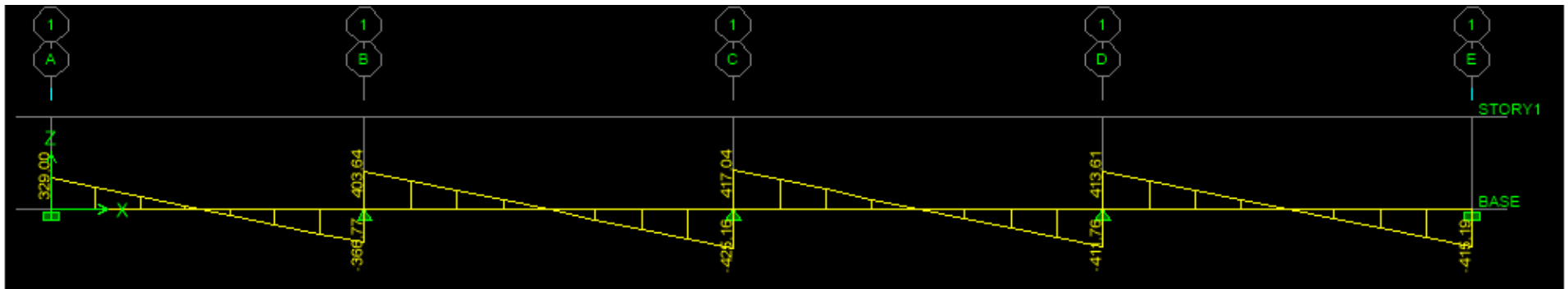


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

✓ ELS :

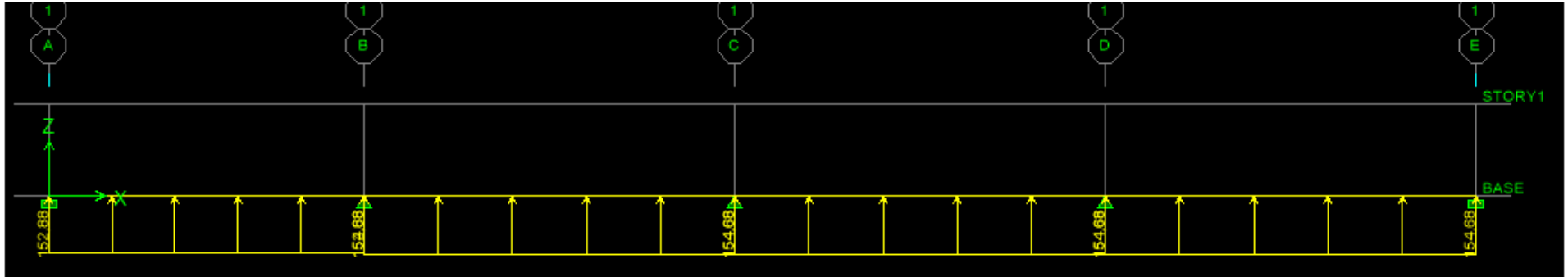


Figure VII.16 : Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

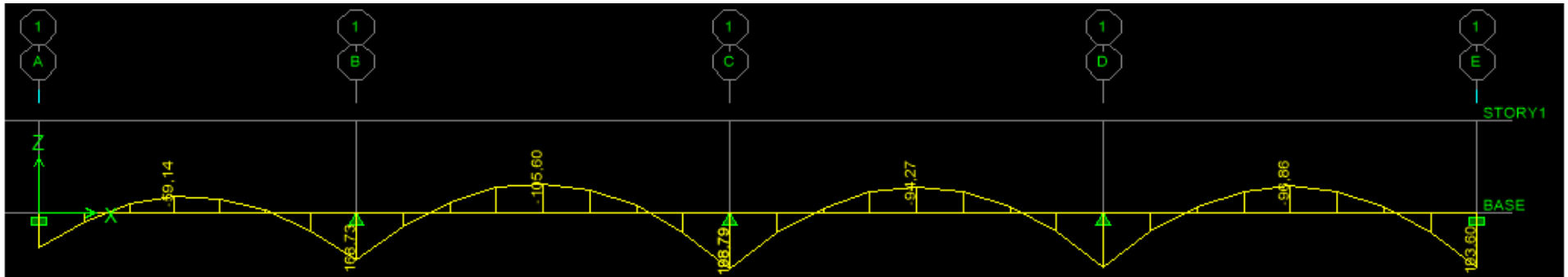


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

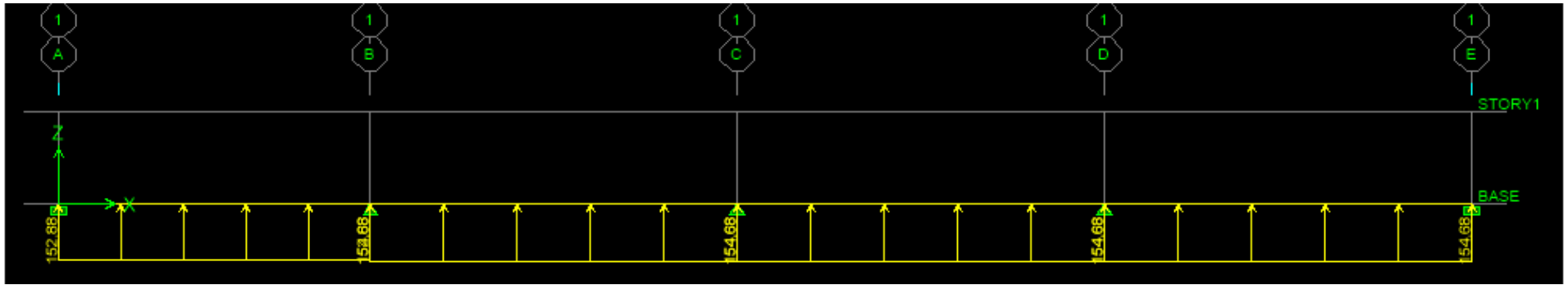


Figure VII.18 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

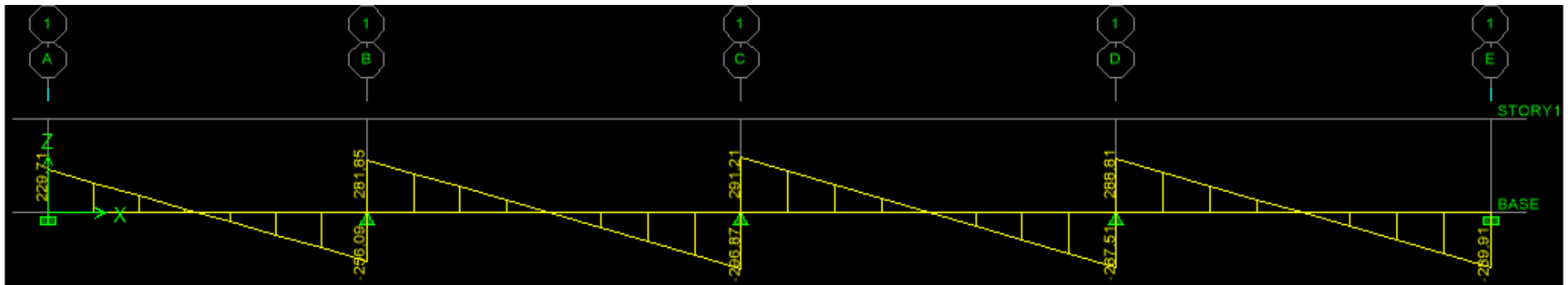


Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

➤ Sens longitudinal :

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = -179.52\text{KN.m}$	$M_{tu} = -126.31\text{KN.m}$
	$M_{au} = 316.76\text{KN.m}$	$M_{au} = 221.61\text{KN.m}$
Effort tranchant	$T_{\max} = 404.51\text{KN}$	$T_{\max} = 277.24\text{KN}$

Tableau VII.23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X).

➤ Sens transversal :

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 200.47\text{KN.m}$	$M_{tu} = 105.6\text{KN.m}$
	$M_{au} = 378.04\text{KN.m}$	$M_{au} = 198.79\text{KN.m}$
Effort tranchant	$T_{\max} = 425.16\text{KN}$	$T_{\max} = 296.87\text{KN}$

Tableau VII.24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y).

VII.4.10.1. Ferrailage de la nervure :

Armatures longitudinales : $b = 50\text{cm}$; $d = 75\text{cm}$ $f_{bc}=14.2\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{316.76 \times 10^6}{14.2 \times 500^2 \times 750} = 0.120 < 0.392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.120$$

$$\beta = 0.936$$

$$A_u^a = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{316.76 \times 10^6}{0.936 \times 750 \times 348} = 12.97\text{cm}^2$$

Soit : $A_u^a = 8\text{HA}16 = 16.08\text{cm}^2$

➤ **Aux travée :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{179.52 \times 10^6}{14.2 \times 500^2 \times 750} = 0.068 < 0.392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = \mathbf{0.068}$$

$$\beta = \mathbf{0.965}$$

$$A_u^t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{179.52 \times 10^6}{0.965 \times 750 \times 348} = 7.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u^t = 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $b = 50 \text{ cm}$; $d = 75 \text{ cm}$ $f_{bc} = 4.2 \text{ MPA}$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{378.04 \times 10^6}{14.2 \times 500^2 \times 750} = 0.142 < 0.392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = \mathbf{0.142}$$

$$\beta = \mathbf{0.923}$$

$$A_u^a = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{378.04 \times 10^6}{0.923 \times 750 \times 348} = 15.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u^a = 4\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 16.58 \text{ cm}^2$

➤ **Aux travée :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{200.47 \times 10^6}{14.2 \times 500^2 \times 750} = 0.075 < 0.392 \text{ SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = \mathbf{0.076}$$

$$\beta = \mathbf{0.960}$$

$$A_u^t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{200.47 \times 10^6}{0.960 \times 750 \times 348} = 8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u^t = 4\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 16.58 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u	μ	Obs	β	A	Choix d'armature	A_{adop}
X-X	Travée	179.52	0.120	SSA	0.936	12.97 cm ²	8HA16	16.08 cm ²
	Appui	316.76	0.068	SSA	0.965	7.13 cm ²	8HA16	16.08 cm ²
Y-Y	Travée	200.47	0.142	SSA	0.923	15.7 cm ²	4HA20+2HA16	16.58 cm ²
	Appui	378.04	0.075	SSA	0.960	8 cm ²	4HA20+2HA16	16.58 cm ²

Tableau VII.25 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales :**

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $S_t \leq \min \{20 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)		$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 50$ $A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$ soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Tableau VII.26 : Armature transversal.

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{ml} \times 1 = 3cm^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08cm² (deux nappes).**

VII.4.10.2. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

A_{min}	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0.23 \times 500 \times 750 \times \frac{2.10}{400}$ $A_{min} = 4.53cm^2$
A_{adop}	AL : $A_u^t = A_u^a = 16.08 cm^2 > A_{min} = 4.53cm^2$ AT : $A_u^t = A_u^a = 16.58 cm^2 > A_{min} = 4.53cm^2$ Condition vérifiée

Tableau VII.27 : vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.50\text{MPa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 404.51\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{404.51 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.08\text{MPa}$
$\tau_u = 1.08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	
Sens transversale : $T_u^{\max} = 425.16\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{425.16 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.13\text{MPa}$
$\tau_u = 1.51\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VII.28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

VII.4.10.3. Vérification à l'ELS :

✓ Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ Dans le béton :

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

Avec :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

	Zone	A_{elu}	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	16.08	221.61	0.643	0.882	27.37	208.34	348	7.61	15	CV
	Travée	16.08	126.31	0.643	0.882	27.37	118.7	348	4.34	15	CV
Y-Y	Appui	16.58	198.79	0.663	0.880	26.67	181.6	348	6.8	15	CV
	Travée	16.58	105.6	0.663	0.880	26.67	96.5	348	3.6	15	CV

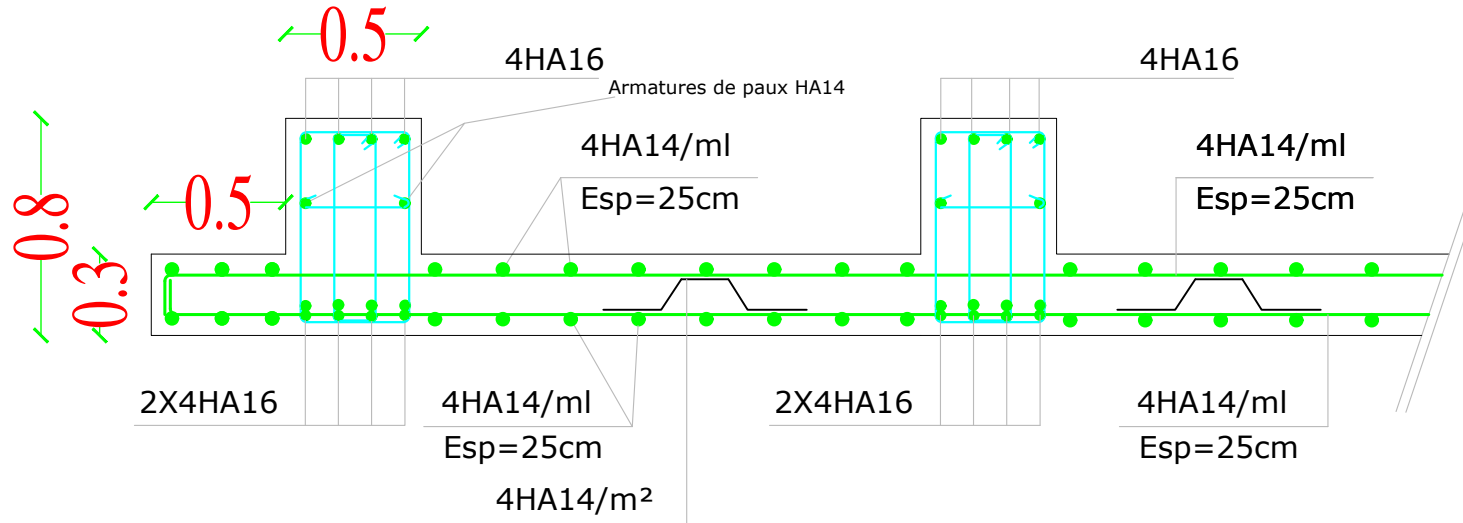
Tableau VII.29 : Vérification à l'ELS.❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors il n'ya aucune vérification à faire.

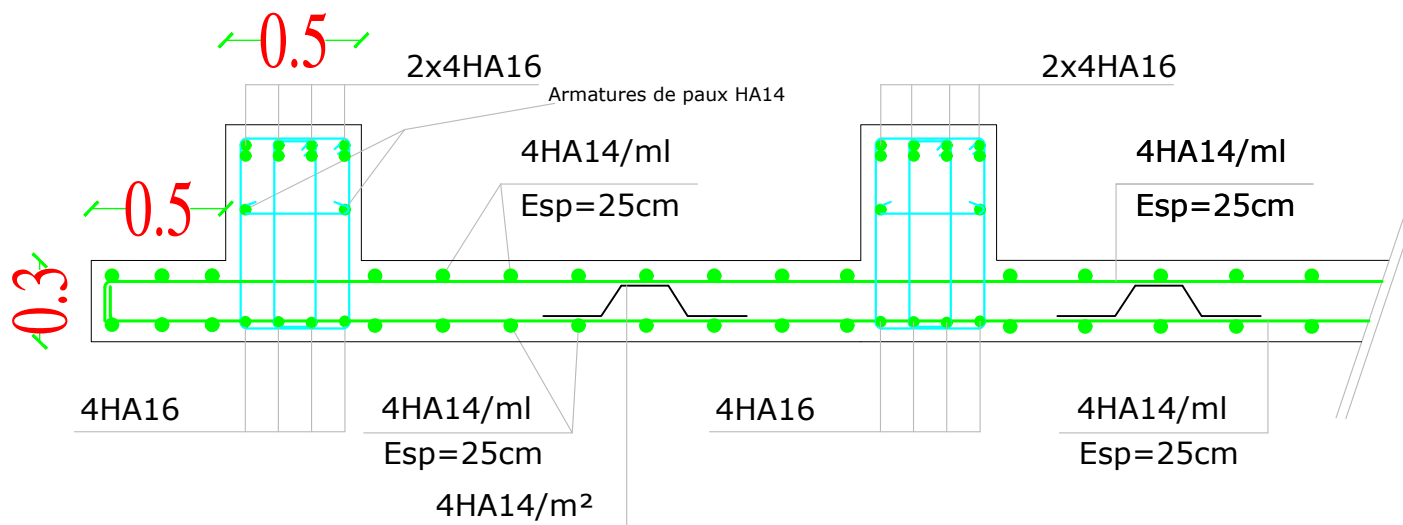
Dans les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Ferrailage du radier général dans le sens XX

En appuis:



En travée:



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :
BOUAZIZ Rania
AIT SAADI Sarah

Encadré par :
Mr LOUZAI Amar

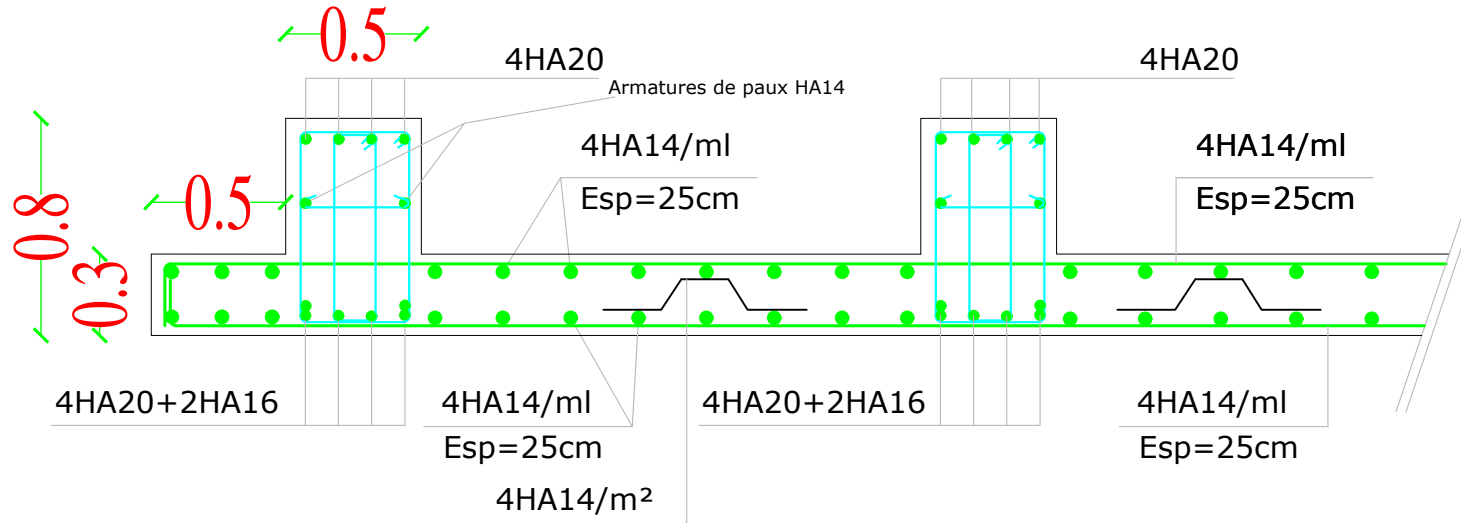
Promotion:
2019-2020

Plan 16:
Coffrage et Ferrailage
du Radier

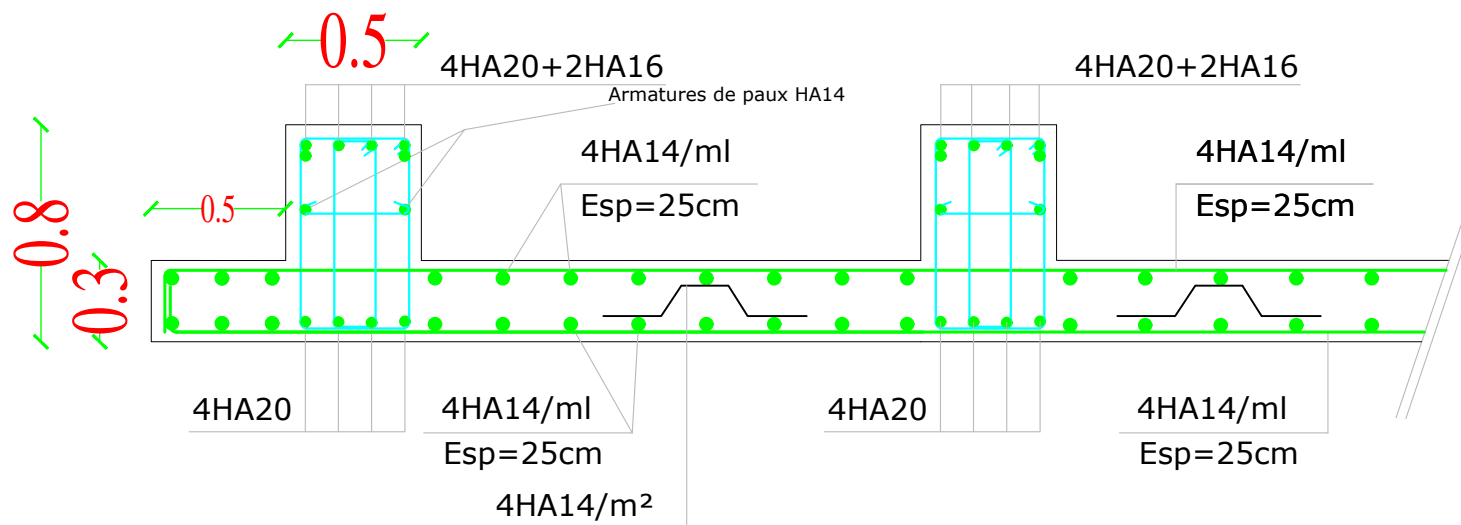
Echelle: 1/25

Ferrailage du radier général dans le sens YY

En appuis:



En travée:



République Algérienne Démocratique et Populaire
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :
BOUAZIZ Rania
AIT SAADI Sarah

Plan 17:
Coffrage et Ferrailage
du Radier

Encadré par :
Mr LOUZAI Amar

Promotion:
2019-2020

Echelle: 1/25

Conclusion

Générale

Conclusion Générale

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Bibliographie



Les livres :

- ❖ Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991.
- ❖ Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN *EYROLLES 1992*
- ❖ Pratiques du **BAEL91**-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3eme édition 99*
- ❖ **D.T.R.B.C-2.48** Règles parasismiques algériennes « **RPA99** »
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99.**
- ❖ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations
- ❖ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.**
- ❖ Guide pour la rédaction des mémoires fin d'étude ;

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

Outils informatiques :

- Logiciel AUTOCAD
 - Logiciel ETABS
 - Logiciel EXCEL
 - Logiciel WORD