

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



**Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou**  
**Faculté du Génie de la Construction**  
**Département du Génie Civil**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme  
de Master en Genie Civil

**Construction Civile  
et Industrielle**

## ***THEME***

**ETUDE D'UNE STRUCTURE R+9+SS  
À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL  
CONTREVENTÉE PAR VOILES**

**ETUDIÉ PAR :**

**GHARNOU Mahdi**

**HAMZA Tom Ahmat**

**GUEROUAH Younes**

**DIRIGÉ PAR : Mr A.ALICHE**

**2019/2020**



# REMERCIEMENTS

Nous rendons grâce à Dieu pour nous avoir donné la force et le courage de venir à bout de ce travail.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude à notre encadreur de mémoire **Mr ALICHE Amar** pour son assistance, sa passion de la recherche, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont énormément contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nos sincères remerciements vont également à l'endroit de nos enseignants de département de **GENIE CIVIL** qui ont contribué à notre formation, nous aimerons vous exprimer toute notre gratitude pour vos appuis et l'encadrement malgré vos multiples occupations.

Nous remercions également toutes nos familles ainsi que nos amis(es) d'avoir été toujours présents pour nous soutenir, retrouver ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Nos remerciements vont aussi à l'encontre des membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

# DÉDICACES

*Je dédie ce travail à mes chers parents, votre courage, vos sacrifices ont été pour moi le meilleur soutien durant ce long parcours, veuillez trouver dans ce travail une grande reconnaissance pour ce que vous avez entrepris à mon égard, et un fruit de toutes vos prières et vos efforts. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

*A mon frère : Amar*

*A mon grand père : Ahemad.*

*A Ma grande mère : malha*

*A Mes tantes : Malika et safia*

*A mes amis: Kenza, Katia, Lounes, Said, Aghiles ,Sabrina,A tous ceux et celle qui ont contribué à finaliser ce modeste travail.*

# MAHDI

# DÉDICACES

*Je dédie ce travail à mes très chers parents qui étaient toujours présent à mon côté, à mes frères Ahamat ,Hissein et Younouss, à toutes mes sœurs Zeneba, Aicha et Halimé ainsi que tous mes amis(es) :*

*Abba Adji, Azaki, Mht Salet, Christian, Mallah, Azzedine, Lounes, Idjil, Salahdine, Nabila et Radia qui ont contribué de loin ou de près pour réaliser ce modeste travail par leurs soutiens et conseils.*

# HAMZA

# DÉDICACES

*Je dédie ce travail à mes très chers parents qui étaient toujours présent à mon côté, à mes frères, à ma sœur ainsi que tous mes amis : Said, Azzedine, Foudil, Mouh, Jugurta, Lounes et Ghiles qui ont contribué de loin ou de près pour réaliser ce modeste travail par leurs soutiens et conseils.*

# YOUNES

# Sommaire

## CHAPITRE I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	2
I.2 Réglementation utilisée .....	2
I.3 Description de l'ouvrage .....	2
I.4 Caractéristiques géométriques.....	2
I.5 Éléments composant la structure.....	3
I.5.1 Ossature du bâtiment.....	3
I.5.2 Les portiques .....	3
I.5.3 Les voiles .....	3
I.5.4 Les planchers.....	3
I.5.5 Les escaliers.....	4
I.5.6 Les revêtements.....	5
I.5.7 La maçonnerie en brique.....	5
I.5.8 Les Voiles .....	5
I.5.9 Acrotère.....	6
I.5.10 Les fondations .....	6
I.6 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	6
I.6.1 Les états limites.....	6
I.6.2 Le béton.....	7
I.6.3 L'acier .....	11
I.7 Protection d'armatures .....	14

## CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction .....	19
II.2 Pré-dimensionnement des éléments .....	19
II.2.1 Les planchers.....	19
II.2.2 Les poutres .....	20
II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles .....	22
II.2.4 Les poteaux .....	24
II.2.5 Détermination des charges et surcharges .....	24
II.2.6 Loi de dégression des surcharges .....	29
II.2.7 Vérifications relatives aux coffrages .....	31

II.2.8 Vérification des poteaux au flambement.....	33
--	----

## **CHAPITRE III : Calcul des éléments**

III.1 Calcul de l'acrotère.....	37
III.1.1 Dimensions de l'acrotère.....	37
III.1.2 Détermination des sollicitations.....	37
III.1.3 Combinaisons de charge.....	38
III.1.4 Ferrailage.....	38
III.1.5 Vérification à l'ELU.....	40
III.2 Les planchers.....	44
III.2.1 Calcul des planchers.....	44
III.2.2 Application de la méthode forfaitaire.....	50
III.2.3 Calcul des armatures.....	54
III.3 Calcul du balcon.....	63
III.3.1 Introduction.....	63
III.3.2 Dimensionnement du balcon.....	63
III.3.3 Charges et surcharges du balcon.....	63
III.3.4 Calcul à l'ELU.....	64
III.3.5 Calcul à l'ELS.....	64
III.3.6 Ferrailage.....	64
III.3.7 Vérifications à l'ELU.....	65
III.3.8 Vérification à l'ELS.....	66
Conclusion.....	67
III.4 Escaliers.....	68
III.4.1 Définition.....	68
III.4.2 Calcul de l'escalier.....	69
III.5 Calcul de la poutre palière.....	100
III.5.1 Introduction.....	100
III.5.2 La première poutre palière.....	100
III.5.3 Calcul de la deuxième poutre palière.....	107
III.6 Calcul de l'ascenseur.....	114
III.6.1 Calcul de la dalle pleine.....	114
III.6.2 Ferrailage.....	116
III.6.3 Vérification à l'ELU.....	117
III.6.4 Vérification à l'ELS.....	119

## **CHAPITRE IV : Modélisation de la structure**

IV.1 Introduction.....	127
IV.2 Choix de la méthode de calcul .....	127
IV.2.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale.....	127
IV.2.2 Description du logiciel ETABS.....	127
IV.2.3 Quelques définitions.....	128
IV.3 Etapes de la modélisation.....	128

## **CHAPITRE V : Vérification des exigences de RPA99 version 2003**

V. 1 Introduction.....	145
V. 2 Présentation de l'ouvrage.....	145
V. 3 Étude dynamique.....	145
V.3.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	145
V.3.2 Nombre de modes propres (Art 4.3.4 du RPA99 /version 2003) .....	147
V.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 2003) ...	147
V.3.4 Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS.....	157
V.3.5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	158
V.3.6 Vérification des déplacements relatifs.....	159
V.3.7 Vérifications De l'effet P-Delta.....	161
V.3.8 Déplacement maximal.....	164
V.3.9 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.....	166

## **CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments porteurs**

VI.1 Ferrailage des poteaux.....	171
VI.1.1 Introduction.....	171
VI.1.2 Recommandation du RPA 99version 2003.....	171
VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	173
VI.1.4 Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	176
VI.1.5 Les armatures transversales.....	178
VI.1.6 Vérifications à l'ELU.....	181
VI.1.7 Vérification au cisaillement.....	182
VI.1.8 Vérification à L'ELS.....	183
VI.1.9 Conclusion.....	187
VI.2 Ferrailage des poutres.....	189

VI.3 Ferrailage des voiles.....	202
---------------------------------	-----

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

VII.1 Introduction.....	221
VII.2 Choix du type de fondations.....	221
VII.2.1 Semelles isolées.....	221
VII.2.2 Semelles filantes.....	222
VII.2.3 Radier général.....	224
VII.3 Ferrailage du radier.....	233
VII.4 Ferrailage du débord.....	237
VII.5 Ferrailage des nervures	

## **CHAPITRE VIII : Etude du voile périphérique**

VIII.1 Introduction.....	253
VIII.2 Pré dimensionnement du voile périphérique.....	253
VIII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	253
VIII.4 Détermination des sollicitations.....	253
VIII.5 Ferrailage du voile périphérique.....	255
VIII.6 Ferrailage à l'E.L.U.....	257
VIII.7 Vérification à l'ELS.....	257

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

- Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher (étage courant)
- Figure I.2 : Dalle pleine
- Figure I.3 : Composants d'un escalier
- Figure I.4 : Mur extérieur
- Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)
- Figure I.6 : Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes
- Figure I.7 : Treillis soudés
- Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux
- Figure II.2 : Sections adoptées des poutres
- Figure II.3 : coupe de voile en élévation
- Figure II.4 : Coupe des voiles en plan
- Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher
- Figure II.6 : Coupe transversale du plancher d'étage courant
- Figure II.7 : Coupe transversale du mur double cloison
- Figure II.8 : Coupe transversale du mur en simple cloison
- Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère
- Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

## Chapitre III : calcul des éléments

- Figure III.1: Schéma statique
- Figure III. 2: Coupe verticale de l'acrotère
- Figure III. 3 : Schéma statique et diagrammes des efforts
- Figure III.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée
- Figure III.5: Plan de Ferrailage de l'acrotère
- Figure III.6 : Ferrailage de la dalle de compression
- Figure III.7 : Les dimensions de la poutrelle
- Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle
- Figure III.9 : Valeurs des moments sur appuis
- Figure III.10 : diagrammes des moments fléchissant à l'ELU
- Figure III.11 : diagrammes des efforts tranchants à l'ELU
- Figure III.12 : dimensions de la section en T
- Figure III.13 : Correction des moments sur appuis
- Figure III.14 : diagrammes des moments fléchissant à l'ELS
- Figure III.15 : diagrammes des efforts tranchants à l'ELS
- Figure III.16: Disposition des armatures dans la poutrelle
- Figure III.17: Schéma statique du balcon

**Figure III.18:** Schéma d'escalier  
**Figure III.19 :** Schéma statique d'escalier  
**Figure III.20 :** diagramme des efforts à l'ELU  
**Figure III.21 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU  
**Figure III.22 :** diagramme des efforts à l'ELS  
**Figure III.23 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS  
**Figure III.24 :** schéma de ferrailage des escaliers  
**Figure III.25 :** Schéma statique d'escalier  
**Figure III.26 :** diagramme des efforts à l'ELU  
**Figure III.27 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU  
**Figure III.28 :** diagramme des efforts à l'ELS  
**Figure III.29 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS  
**Figure III.30:** schéma de ferrailage des escaliers  
**Figure III.31 :** schéma statique de la première poutre palière  
**Figure III.32 :** Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU  
**Figure III.33 :** Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS  
**Figure III.34 :** schéma statique de la première poutre palière  
**Figure III.35 :** Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU  
**Figure III. 36 :** Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS  
**Figure III.37:** Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine  
**Figure III.38:** correction des moments aux appuis et en travée  
**Figure III. 39 :** Ferrailage de la dalle de la salle machine

## **Chapitre IV: Modélisation et présentation du logiciel ETABS**

**Figure IV.1:** l'icône d'ETABS  
**Figure IV.2:** fenêtre de dialogue  
**Figure IV.3:** choix de l'unité  
**Figure IV.4:** la géométrie de base  
**Figure IV.5:** les lignes de construction  
**Figure IV.6:** définition des étages  
**Figure IV.7:** l'interface e l'ETABS  
**Figure IV.8:** définition des propriétés de matériaux  
**Figure IV.9:** dimensionnement des poteaux  
**Figure IV.10:** dimensionnement des poutres  
**Figure IV.11:** dimensionnement des voiles  
**Figure IV.12:** dimensionnement des dalles pleines  
**Figure IV.13:** la barre des outils  
**Figure IV.14:** définition des charges statiques (G et Q)  
**Figure IV.15:** définition du spectre de calcul  
**Figure IV.16:** introduction du spectre dans ETABS  
**Figure IV.17:** définition de la réponse sismique dans les deux directions  
**Figure IV.18:** les combinaisons d'actions  
**Figure IV.19:** encastrement des appuis

**Figure IV.20:** le diaphragme

**Figure IV.21:** définition des options d'analyse

**Figure IV.22:** lancement d'analyse

## **Chapitre V: Vérification des exigences du RPA99 version 2003**

**Figure V.1:** Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

**Figure V.2 :** La période et les masses participantes

**Figure V.3 :** Extraction du poids de la structure sur ETABS

**Figure V.4:** Tableau des valeurs du poids total de la structure

**Figure V.5:** Tableau des forces horizontales dans le sens X-X

**Figure V.6:** Tableau des forces horizontales dans le sens Y-Y

**Figure V.7:** Tableau des forces verticales à la base

**Figure V.8 :** Tableau des forces verticales reprise par les poteaux

**Figure V.9:** introduction d'un nouveau spectre

**Figure V.10 :** Extraction du l'effort tranchant sur ETABS

**Figure V.11 :** tableau des valeurs de l'effort tranchant sur ETABS

**Figure V.12 :** Extraction des déplacements relatifs sur ETABS

**Figure V.13 :** tableaux des déplacements sous l'action EX

**Figure V.14 :** Déplacements absolu sous l'action EY

**Figure V.15 :** Déplacements absolu sous l'action EX

**Figure V.16 :** Déplacements absolu sous l'action EY

**Figure V.17 :** Déplacements absolu sous le poids

**Figure V.18 :** Déplacements maximales sous l'action EX

**Figure V.19:** Déplacements maximales sous l'action EY

**Figure V.20 :** Extraction des centres de rigidités et de masses relatifs sur ETABS

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

**Figure VI.1 :** zone nodale dans le poteau

**Figure VI.2 :** Section de ferrailage

**Figure VI.3 :** Section partiellement comprimée (S.P.C)

**Figure VI.4 :** Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (50x50)

**Figure VI.5 :** Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45x45)

**Figure VI.6 :** Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40x40)

**Figure VI.7 :** Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35x35)

**Figure VI.8 :** Schémas de ferrailage de poteaux

**Figure VI.9 :** Schéma de Ferrailage des poutres simplement armée

**Figure VI.10 :** Schéma de Ferrailage des poutres doublement armée

**Figure VI.11 :** Délimitation de la zone nodale

**Figure VI.12 :** Ferrailage des poutres principales

**Figure VI.13 :** Ferrailage des poutres secondaires

**Figure VI.14 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

## **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

**Figure VII.1 :** Schéma statique de calcul du débord du radier

**Figure VII.2 :** Schéma statique d'un panneau

**Figure VII.3:** Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)

**Figure VII.4 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)

**Figure VII.5:** Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

**Figure VII.6 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

**Figure VII.7 :** Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)

**Figure VII.8 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal)

**Figure VII.9 :** Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal)

**Figure VII.10:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal)

**Figure VII.11:** Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)

**Figure VII.12:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)

**Figure VII.13:** Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)

**Figure VII.14 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)

**Figure VII.15:** Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal)

**Figure VII.16 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal)

**Figure VII.17:** Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS (sens transversal)

**Figure VII.18 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal)

## **Chapitre VII: Etude de voile périphérique**

**Figure VIII.1:** Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU

**Figure VIII.2:** Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : charges revenant au plancher terrasse

Tableau II.2 : charges revenant au plancher étage courant

Tableau II.3 : Charges revenant aux murs extérieurs

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs

Tableau II.5 : surcharges d'exploitation

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharge

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charge

## Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.1 : les moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.2 : le rapport des portées et travées

Tableau III.3 : les moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.4 : les efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.5 : les moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.6 : des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.7 : Charges permanentes du balcon

Tableau III.8 : Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

Tableau III.9 : Charge permanente du palier

Tableau III.10 : charge permanente de la volée

Tableau III.11 : les efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.12 : les moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.13 : les moments maximum à l'ELU

Tableau III.14 : les efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.15 : les moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.16 : les moments maximum à l'ELS

Tableau III.17 : Charge permanente du palier

Tableau III.18 : charge permanente de la volée

Tableau III.19 : les efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.20 : les moments fléchissant à l'ELU

Tableau III.21 : les moments maximum à l'ELU

Tableau III.22 : les efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.23 : les moments fléchissant à l'ELS

Tableau III.24 : les moments maximum à l'ELS

## Chapitre IV: Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Tableau IV.1: vérification des critères de qualités

## **Chapitre V: Vérification des exigences du RPA99 version 2003**

**Tableau V.1:** Période choisie en fonction de la condition sur T

**Tableau V.2:** Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X

**Tableau V.3:** Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y

**Tableau V.4:** valeurs du coefficient de comportement R

**Tableau V.5:** Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y

**Tableau V.6:** Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y

**Tableau V.7 :** Les déplacements relatifs

**Tableau V.8:** Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

**Tableau V.9 :** vérification de l'effet de torsion

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

**Tableau VI.1:** Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

**Tableau VI.2 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

**Tableau VI.3:** Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

**Tableau VI.4 :** Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

**Tableau VI.5 :** Les valeurs de l'élancement géométrique  $\lambda_g$

**Tableau VI.6 :** L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

**Tableau VI.7:** Sections des armatures transversales

**Tableau VI.8 :** Vérification au cisaillement

**Tableau VI.9 :** vérification de la condition de non fragilité

**Tableau VI.10 :** Résultats de ferrailage des poteaux

**Tableau VI.11 :** Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

**Tableau VI.12 :** Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

**Tableau VI.13 :** Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

**Tableau VI.14 :** Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales

**Tableau VI.15 :** Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

**Tableau VI.16 :** Tableau des efforts normaux

**Tableau VI.17 :** Ferrailage de 1er voile longitudinale

**Tableau VI.18 :** Ferrailage de 2eme voile longitudinale

**Tableau VI.19 :** Ferrailage de 3eme voile longitudinale

**Tableau VI.20 :** Ferrailage de 4eme voile longitudinale

**Tableau VI.21 :** Ferrailage de 1er voile transversale

**Tableau VI.22 :** Ferrailage de 2eme voile transversale

**Tableau VI.23 :** Ferrailage de 3eme voile transversale

## **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

**Tableau VII.1 :** Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal

**Tableau VII.2 :** Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal

**Tableau VII.3 :** Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

**Tableau VII.4 :** Détermination du poids propre du radier

**Tableau VII.5 :** Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier

**Tableau VII.6 :** Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

**Tableau VII.7 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

**Tableau VII.8 :** charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

**Tableau VII.9:** Les efforts internes dans les nervures

**Tableau VII.10 :** Ferrailage des nervures à L'ELU

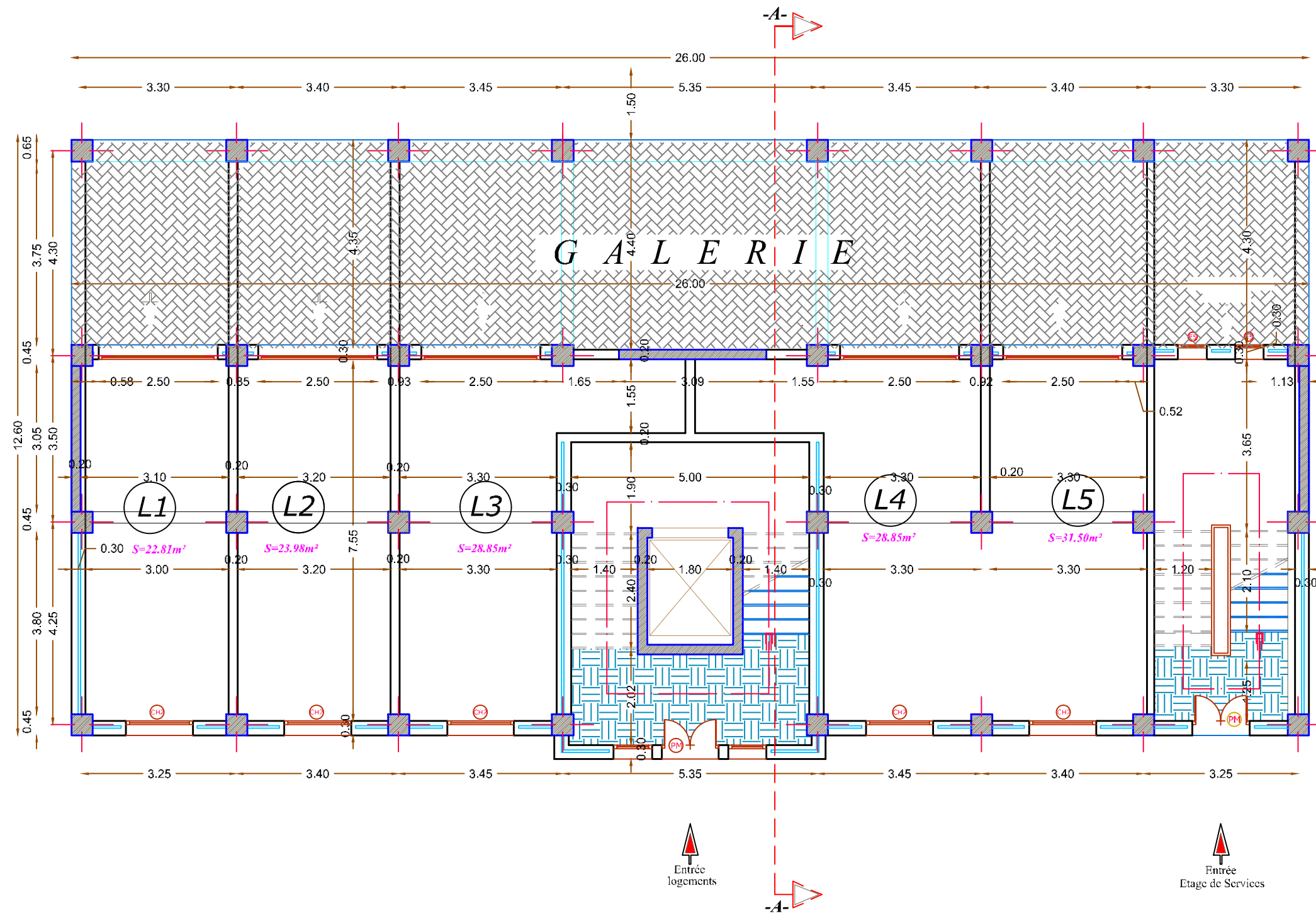
## **Chapitre VII: Etude de voile périphérique**

**Tableau VIII.1:** Ferrailage du voile périphérique

**Tableau VIII.2 :** Vérification des contraintes à l'ELS

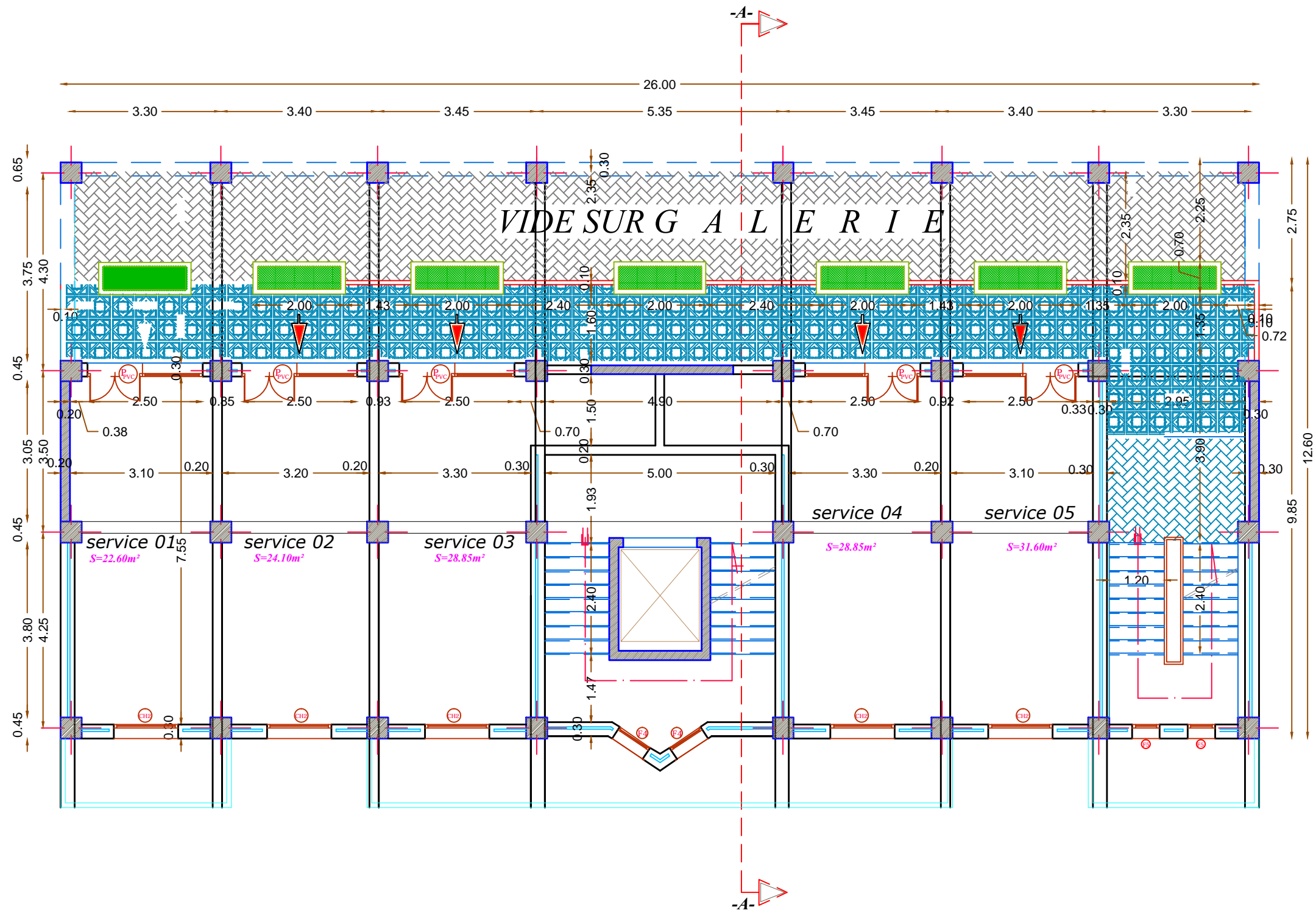
# **INTRODUCTION**

## **GENRALE**



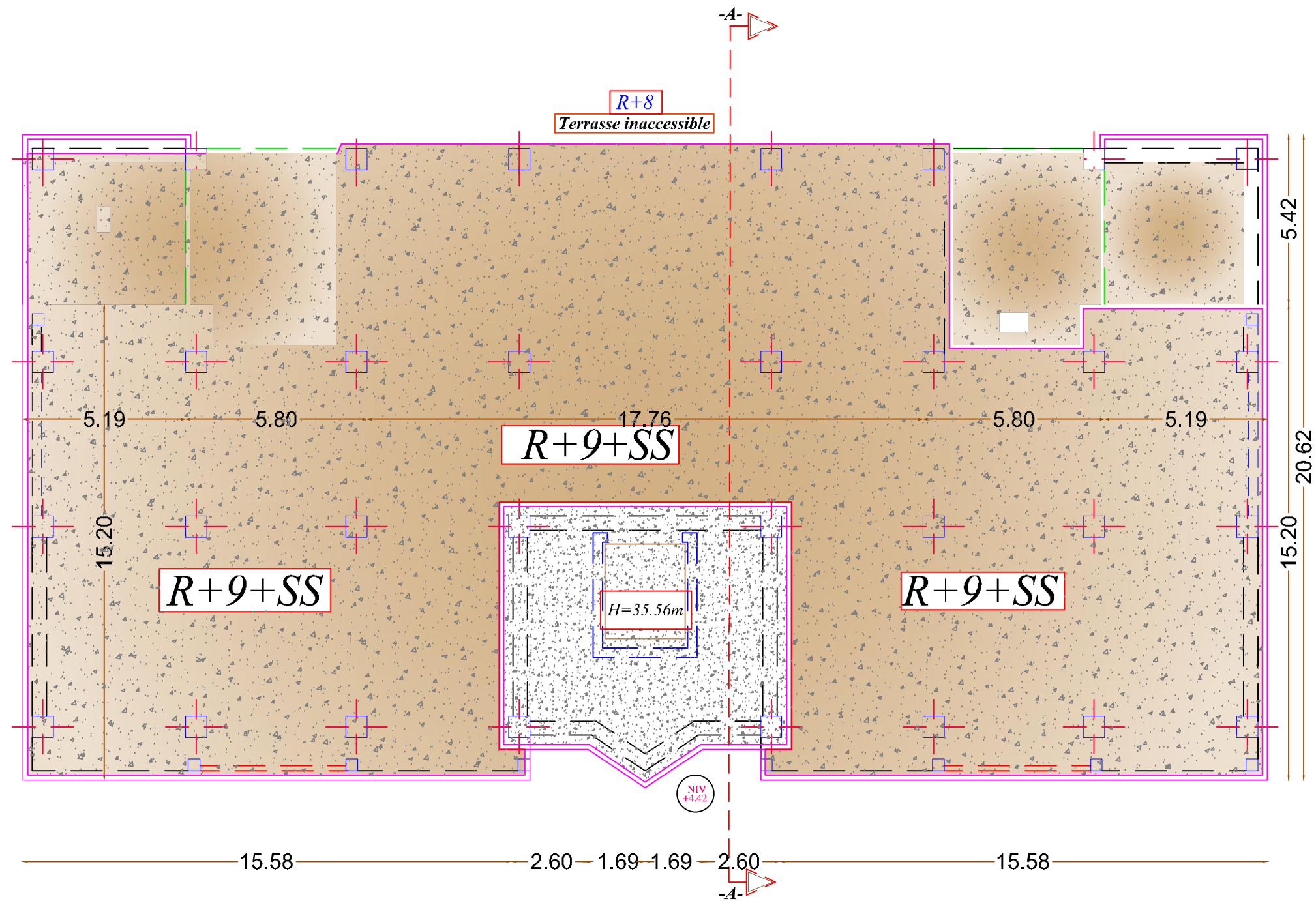
*Sous-Sol et Rez-de-Chaussée*

<p><b>ETUDE</b></p> <p><i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES</p> <p><i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE</p>	<p><b>100 LOGEMENTS -LSP -</b></p>	
	<p><b>ARCHITECTURE</b></p> <p>-BLOC DAROIT R+9+SS SOUS-SOL REZ-DE-CHAUSSEE</p>	<p><i>Plan N°:01</i></p> <p><i>Promotion:</i> 2020</p>



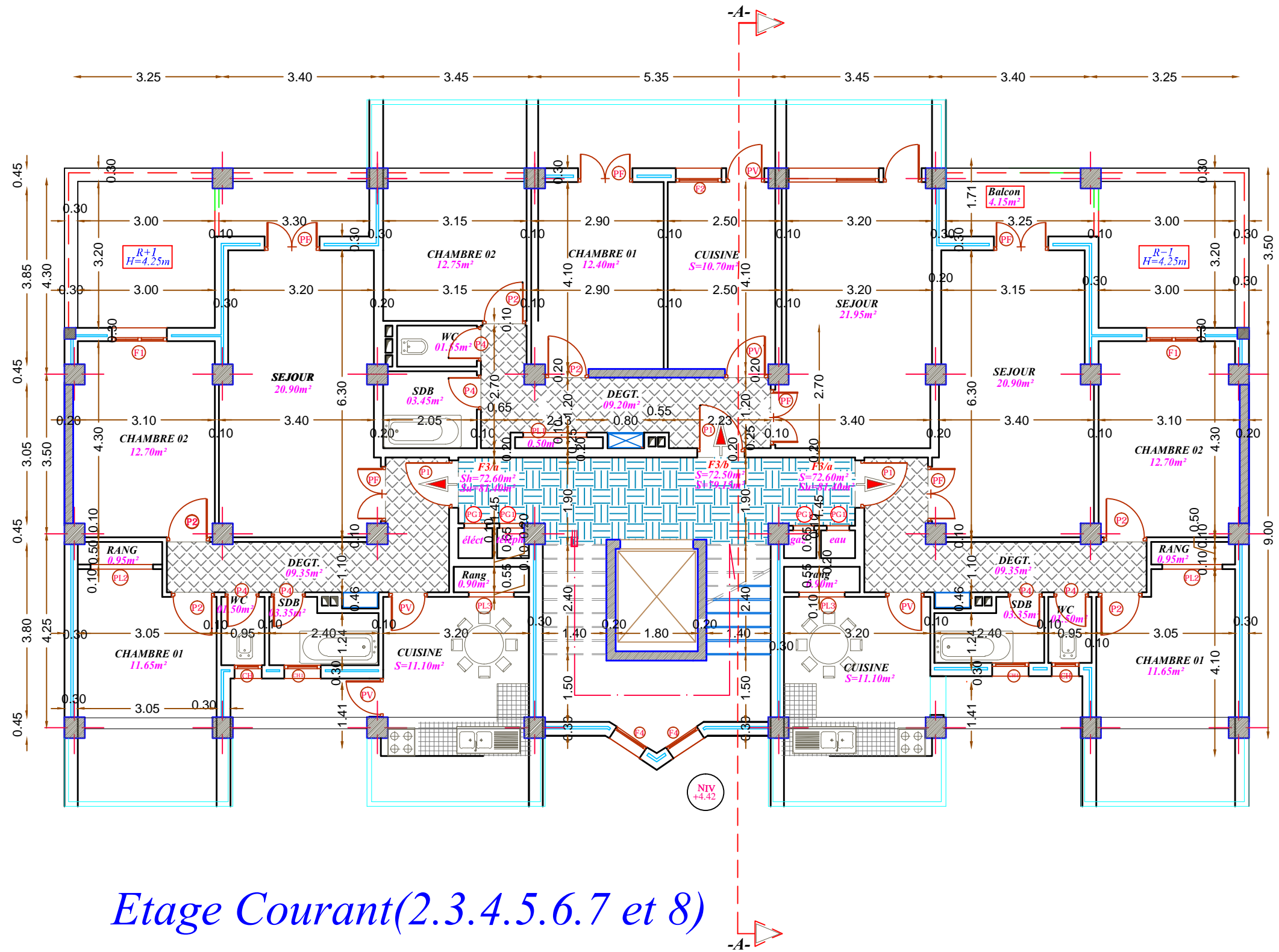
## Etage de services

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:02</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS</b> <b>ETAGE DE SERVICES</b>	<i>Promotion:</i> 2020



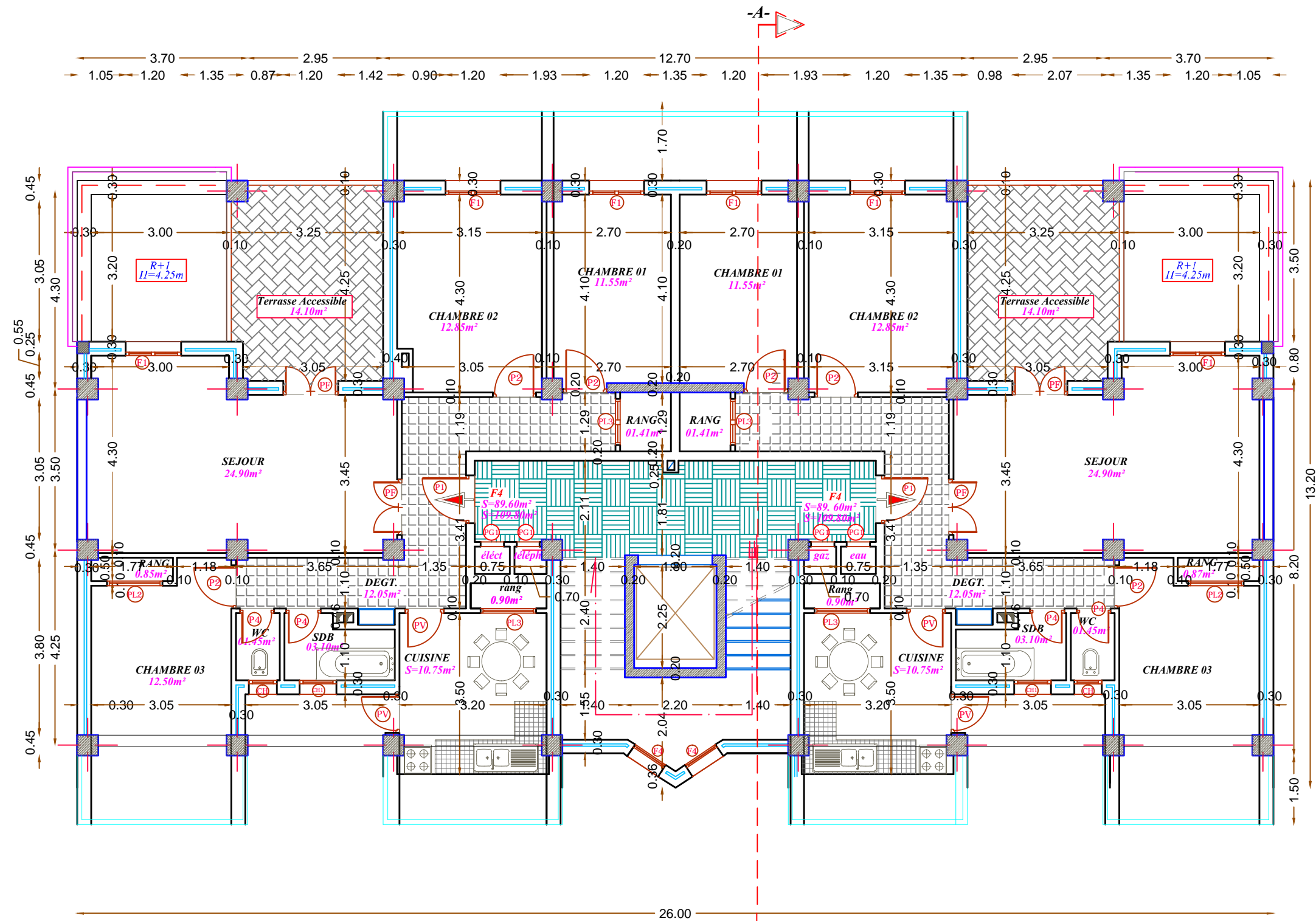
**PLAN DE TOITURE**

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:03</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS</b> <b>PLAN DE TOITURE</b>	<i>Promotion:</i> 2020



*Etage Courant(2.3.4.5.6.7 et 8)*

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:04</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS ETAGE COURANT (2.3.4.5. 6.7 ET 8)</b>	<i>Promotion: 2020</i>



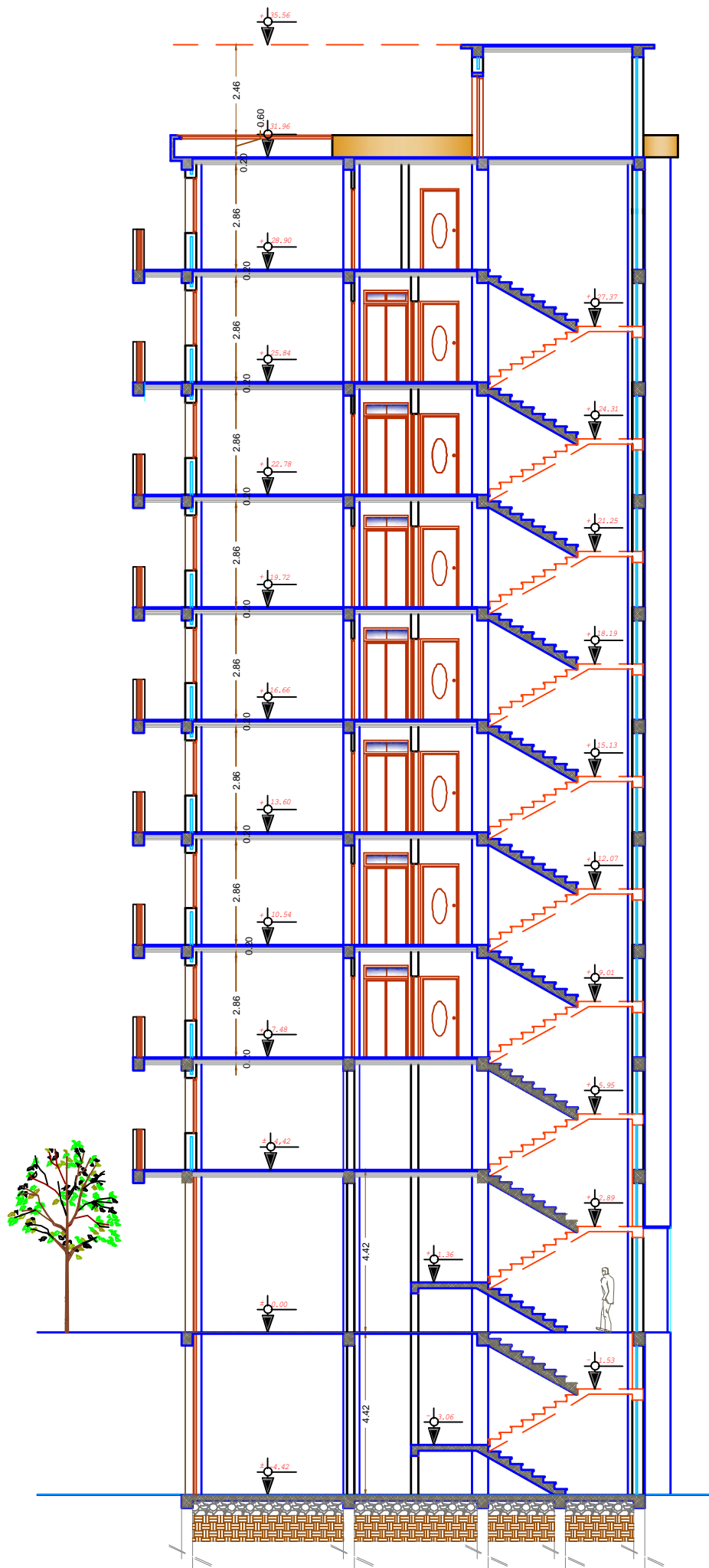
# Etage (09)

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:05</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS</b> <b>ETAGE 9</b>	<i>Promotion:</i> 2020



# Façade

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:06</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS</b> <b>FAÇADE</b>	<i>Promotion:</i> 2020



## COUPE -AA-

<b>ETUDE</b>	<b>100 LOGEMENTS -LSP -</b>	
<i>Rédigé aux étudiants:</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>ARCHITECTURE</b>	<i>Plan N°:07</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE	<b>-BLOC DAROIT R+9+SS COUPE A-A</b>	<i>Promotion: 2020</i>

# **INTRODUCTION GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

L'aboutissement d'un projet de construction d'un ouvrage de génie civil en générale est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. L'ingénieur en génie civil occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans autant causé de risque aux usagers.

Pour qu'un immeuble soit stable, il faut d'une part, qu'il ait une structure adéquate et que cette structure à son tour transmette les charges au sol support par l'intermédiaire des fondations.

Ceci afin de permettre à l'ouvrage de résister aux intempéries et aux charges qu'il reçoit. Ainsi pour effectuer les calculs il y'a certains paramètres techniques qui doivent être pris en compte tel que : l'étude géotechniques de sol support ; la prédestination de l'ouvrage ou des différentes pièces de l'ouvrage pour lesquelles le bâtiment sera conçu et en connaissant bien sûr les matériaux destinés à la réalisation de cet ouvrage .Par conséquent cela permettra d'éviter l'effondrement de l'immeuble. Comme exemple nous pouvons évoquer le cas de séisme de Boumerdes en 2003.

En tenant compte de ces faits qu'on s'est basé sur le règlement parasismique Algérien 1999 (RPA99) révisé en 2003 pour la réalisation de notre projet (R + 9 + SS) à usage commercial et d'habitation implanté à Tizi Ouzou, en plus de cela l'étude s'effectuera sur la base des lois de la résistance des matériaux, de la réglementation existante du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

Le but de cette présente étude est de proposer une répartition efficace des différents éléments porteurs du bâtiment que nous avons choisi et qu'ils seront en béton armé (poteaux, voile, poutre, dalle, radier) et dimensionnés en béton armé pour assurer une bonne transmission au sol des différentes sollicitations que l'ouvrage aura à supporter durant son exploitation. Par la suite nous allons proposer un plan de ferrailage qui va répondre aux normes et à moindre coût.

Les éléments porteurs du bâtiment seront calculés manuellement et ensuite nous allons appliquer le logiciel de calcul ETABS sur notre structure.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation et caractéristiques de l'ouvrage**

## I.1 Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+SS) à usage d'habitation, commerce et service, contreventé par des portiques et voiles.

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Annexe I du RPA 99/ version 2003).

## I.2 Réglementation utilisée

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- ) Règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003)
- ) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99).
- ) DTR B.C .2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

## I.3 Description de l'ouvrage

Notre ouvrage est classé en groupe d'usage 2 : « Ouvrages courants ou d'importance moyenne » (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.) (**Article 3.2 du RPA 99 / version 2003**).

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un étage de service.
- 08 étages à usage d'habitation.
- Deux cages d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Un sous-sol à usage commercial (stockage)

## I.4 Caractéristiques géométriques

▪ Hauteur totale	.....	H=36.38 m
▪ Longueur totale	.....	L= 26.05 m
▪ Largeur totale	.....	l = 12.55 m
▪ Hauteur du RDC	.....	h = 4.42 m
▪ Hauteur de l'étage de service	.....	h = 3.06 m
▪ Hauteur d'étage courant	.....	h = 3.06 m
▪ Hauteur de sous-sol	.....	h= 4.42 m

## I.5 Éléments composant la structure

### I.5.1 Ossature du bâtiment

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques.

### I.5.2 Les portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

### I.5.3 Les voiles

Sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

### I.5.4 Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment, capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaines et conduites (eau, chauffage, électricité,...). Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

#### a) Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

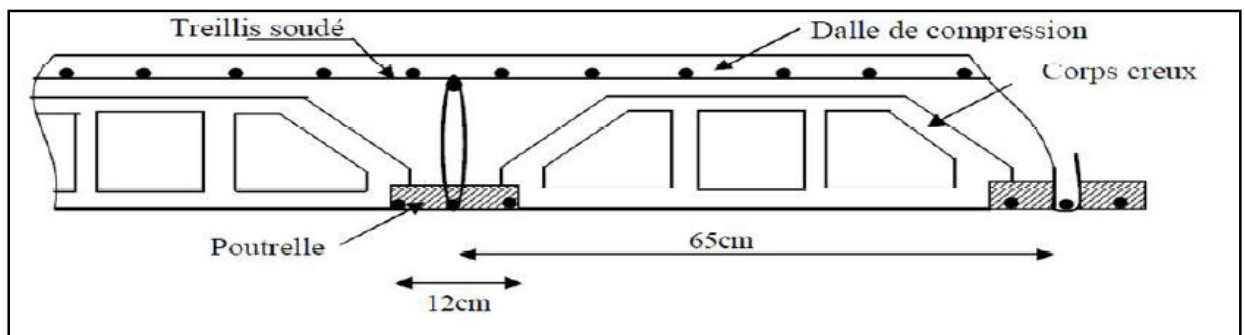


Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher (étage courant)

## b) Plancher en dalle pleine

Réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Les balcons de notre structure sont réalisés en dalle pleine.

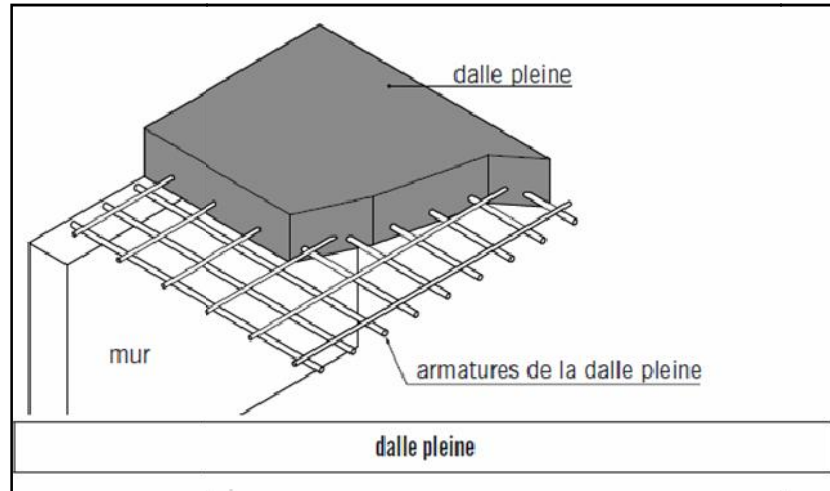


Figure I.2 : Dalle pleine

### I.5.5 Les escaliers

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé, coulé sur place. Notre bâtiment contient deux types d'escaliers

- Escalier de RDC avec 3 volées.
- Escalier d'étages courants avec 2 volées.

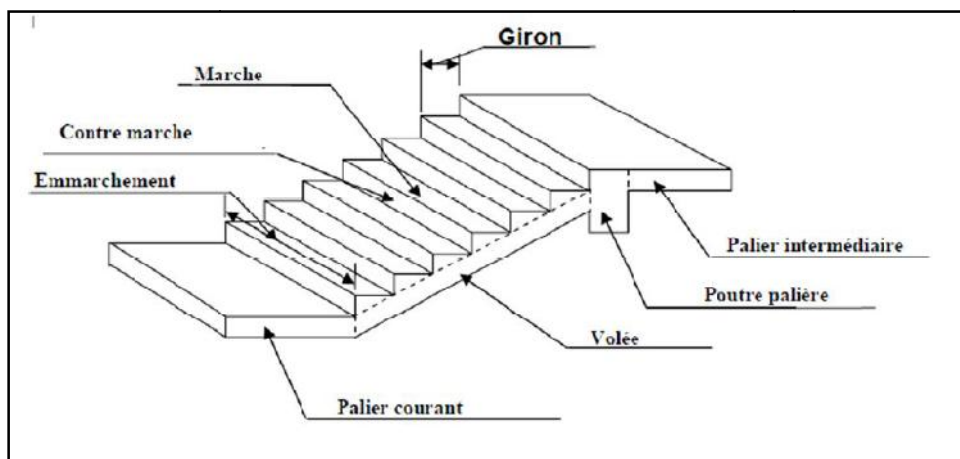


Figure I.3 : Composants d'un escalier

### I.5.6 Les revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

### I.5.7 La maçonnerie en brique

#### a) Murs extérieurs

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.

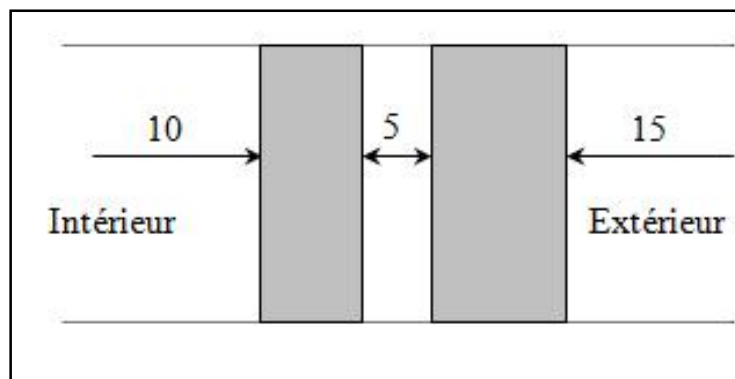


Figure I.4 : Mur extérieur

#### b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### I.5.8 Les Voiles

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme. Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques - voiles).

### I.5.9 Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

### I.5.10 Les fondations

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

## I.6 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA99/ version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (BAEL 91/ modifié 99).

### I.6.1 Les états limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Nous distinguons deux états limites :

#### A) L'état limite ultime (ELU)

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- Stabilité de forme : non flambement de la structure
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- de résistance pour les matériaux constitutifs: le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité

A l'état limite ultime, la contrainte du béton  $\sigma_b$  s'écrit :

$$\sigma_b = X \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

$\gamma_b$  : 1.5 pour les situations durables,

$\gamma_b$  : 1.15 pour les situations accidentelles.

$\gamma_b$  : coefficient fixé en fonction de la durée d'application et l'action considérée

Durée d'application	t > 24h	1h < t < 24h	t < 1h
	1	0.9	0.85

## B) L'état limite de service ELS

Il correspond à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela peut entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

À l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à :

$$f_b = 0.6 f_{cj} \text{ (Article 4.5.2 du BAEL91 / modifié 99)}$$

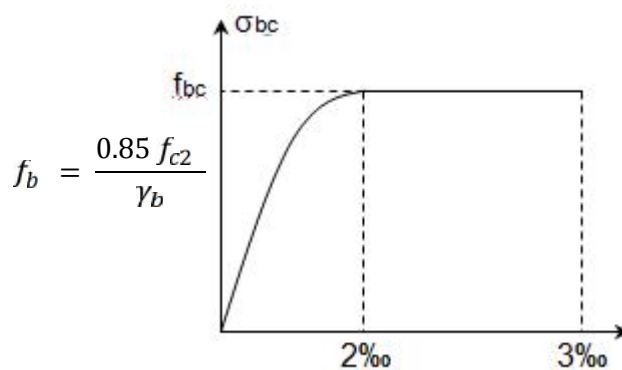


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

### I.6.2 Le béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment.

## A) Composition du béton

### a) Ciment

C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

### b) Granulats

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton. Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 8$ ) mm
- Graviers de dimension ( $8 \leq D_g \leq 25$ ) mm

### c) Eau de gâchage

L'eau employée pour le béton, et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, doit être de l'eau potable ; car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de la porosité et une chute de résistance.

## B) Dosage du béton

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau etc...) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulation sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams ou bien d'autres encore.

### C) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

#### 1. Résistance du béton à la compression $f_{cj}$

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur  $h = 32$  cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous : (**Art.A2.1,11.BAEL.91 modifié99**).

$$f = \frac{j}{4,7 + 0,8 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{j}{1,4 + 0,9 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$f = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ jours}$$

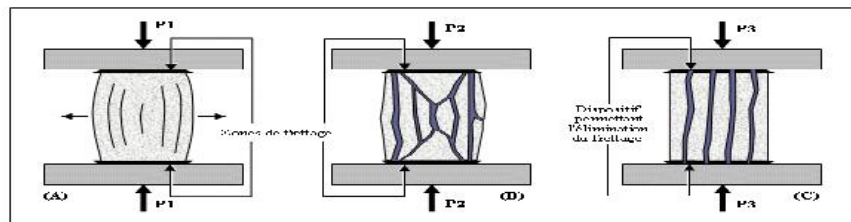


Figure I.6 : Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes.

#### 2. Résistance à la traction $f_{tj}$

La résistance à la traction du béton à «j» jour est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit : (**Art .A.2 .1.12 BAEL 99**)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ en MPA} \quad \text{d'où} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA.}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

#### 3. Contrainte limite de cisaillement (**Art.5.1.1 BAEL91/modifié 99**)

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$

Avec :

$v_u$ : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  : largeur de l'âme.

$d$ : hauteur utile de la poutre ( $d = h - c$ ).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) :  $\mu = m \left( 0,2 \frac{f^2}{\gamma}; 5M \right)$
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :  $\mu = m \left( 0,15 \frac{f^2}{\gamma}; 4M \right)$

#### 4. Module d'élasticité du béton E

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

##### ➤ Module de déformation longitudinale instantané (Art A-2.1, 21 BAEL99)

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f \cdot j} \text{ (MPa)}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  |  $E_{ij} = 32164, 20 \text{ MPa}$

##### ➤ Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22 BAEL99)

Le module de déformation longitudinale différée, qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f} \text{ (MPa)}$$

$F_{cj}$  : la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$E_v = 3700 \left( f_c^{\frac{1}{3}} \right) \leq 60M$$

Dans notre cas pour j = 28 jours donc  $f = 25 \text{ MPa}$  |  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$  .

##### ➤ Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

**E** : module de Young.

**ν** : Coefficient de poisson

➤ **Coefficients de poisson (Art A.2.1, 3 .BAEL91 modifié99)**

Le coefficient de poisson(  $\nu$  ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :  $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

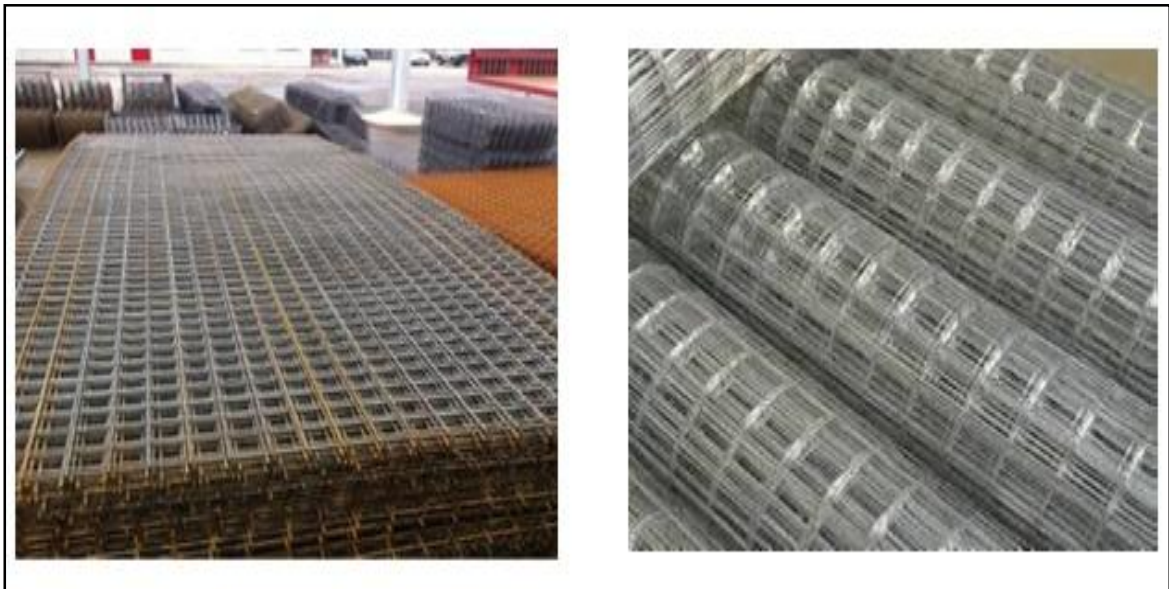
Il sera pris égal à :

- ) = 0 pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- ) = 0.2 pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

### I.6.3 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL) :** (fe E215) et (fe E235) correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** (fe E400) et (fe E500) correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPA et 500MPa respectivement.
- **Treillis soudés :** Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.



**Figure I.7 :** Treillis soudés

**A) Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier**

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement ( $\psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	10	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ( 6mm)	TS	520	550	8	1,3	1

**Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés****B) Module d'élasticité longitudinale**

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2. 10^5 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, A.2.2.1})$$

**C) Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1)****a) État limite ultime**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leur limite élastique avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91/modifié99 Art A.2.1.2})$$

Avec :

$\sigma_s$  : La contrainte d'acier à l'ELU.

**f<sub>e</sub>**: Contrainte d'élasticité de l'acier.

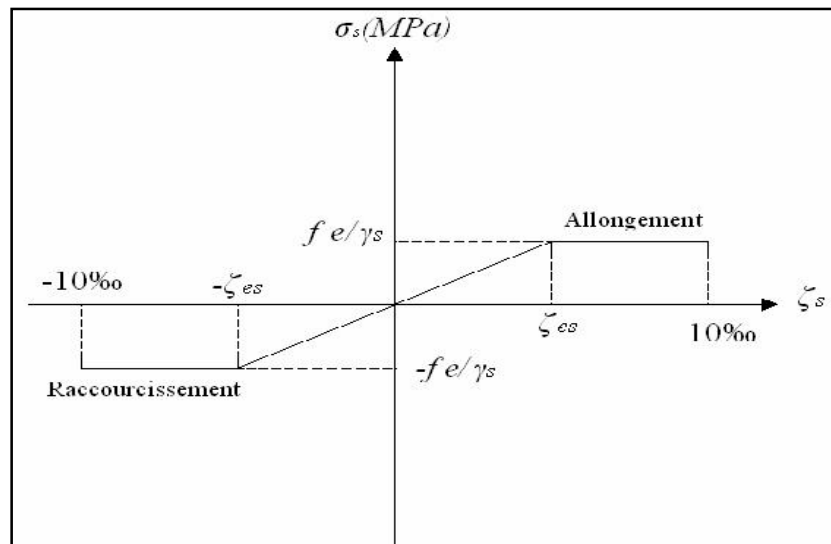
$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Situation courante. (BAEL91/modifié99 Art A.4.3.2)}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ Situation accidentelle.}$$

**b) Diagramme contraintes-déformations**

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\epsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :



**Figure I.8 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier**

**c) État limite de service**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

**d) Fissuration peu préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A 4.5.3.2)**

Aucune vérification n'est à effectuer.

**e) Fissuration préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.3)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_t} \right) \text{ MPa}$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\gamma_s$  : coefficient de fissuration.

= **1** pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

= **1.3** pour les aciers de haute adhérence (  $d \leq 6\text{mm}$  ).

= **1.6** pour les aciers de moyenne adhérence (  $d > 6\text{mm}$  ).

**f) Fissuration très préjudiciable (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.4)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité. Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_t}) \text{ MPa}$$

**I.7 Protection d'armatures (Art A. 7.1 BAEL91/ modifié 99)**

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 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposées aux condensations.

# **CHAPITRE II**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II.1 Introduction

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précédonc au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voile et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93).

## II.2 Pré-dimensionnement des éléments

### II.2.1 Les planchers

Le plancher est une partie d'une construction qui constitue une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparation entre deux étages capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

#### A) plancher corps creux

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

$$h_{tp} = \frac{l}{2,5} \quad (\text{Article B.6.8, 424 du BAEL 91/ modifié 99}).$$

Avec

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

$l$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $l = L - b$

$L$  : Distance entre axes des poteaux.

$b$  : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003.

Ce qui nous donne :  $l = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$

$$h_{tp} = \frac{405}{2,5} = 162 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire :  $h_{tp} = 20 \text{ cm}$

Avec : 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.

4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

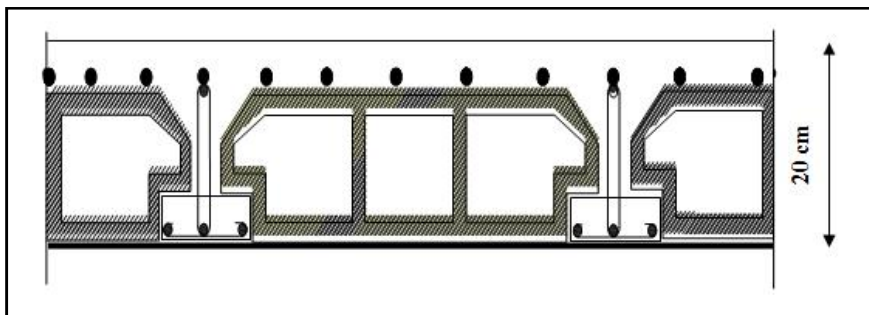


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

### B) Plancher dalle pleine

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur est déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- ❖ La résistance à la flexion.
- ❖ L'isolation acoustique.
- ❖ La résistance au feu.

#### ➤ Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante  $e = L_0 / 10$

Avec  $L_0$  : portée libre.

On a :

$$L_0 = 132 \text{ cm. Donc } e = 132/10 \rightarrow e = 13,2 \text{ cm.}$$

$$L_0 = 70 \text{ cm. Donc } e = 70/10 \rightarrow e = 7 \text{ cm.}$$

On a le maximum entre les deux c'est : 13,2 cm

On prend :  **$e = 15 \text{ cm}$**

#### ➤ Résistance au feu

- $e = 07 \text{ cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15 \text{ cm}$  : pour quatre (03) heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour un coup 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 :  $e = 15 \text{ cm}$

#### ➤ Isolation phonique

Selon les règles technique (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique (aérien).

On adopte donc une épaisseur :  **$e = 15 \text{ cm}$**

### II.2.2 Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes : (Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003)

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $L/15$   $h_t$   $L/10$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0.4h_t$   $b$   $0,7 h_t$ .

$M_{ax}$  : portée libre entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies ( $b$  et  $h$ ) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003, qui sont les suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### A) Poutres principales

- Hauteur :  $L_{max} = 5.35 - 0,25 = 5.10 \text{ m}$   
 $510/15 \leq h_t \leq 510/10 \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm}$  soit  **$h_t = 40 \text{ cm}$**
- Largeur :  $0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$  soit  **$b = 30 \text{ cm}$** .

Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $30 \geq 20 \text{ cm}$   $\rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$  .....  $40 \geq 30 \text{ cm}$   $\rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $40/30=1,33 \leq 4$   $\rightarrow$  condition vérifiée.

#### B) Poutres secondaires

- Hauteur :  $L_{max}=4,30-0,25=4,05 \text{ m}$   
 $405/15 \leq h_t \leq 405/10 \Rightarrow 27 \leq h_t \leq 40,5 \text{ cm}$  soit  **$h_t = 35 \text{ cm}$**
- Largeur :  $0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$  soit  **$b = 25 \text{ cm}$**

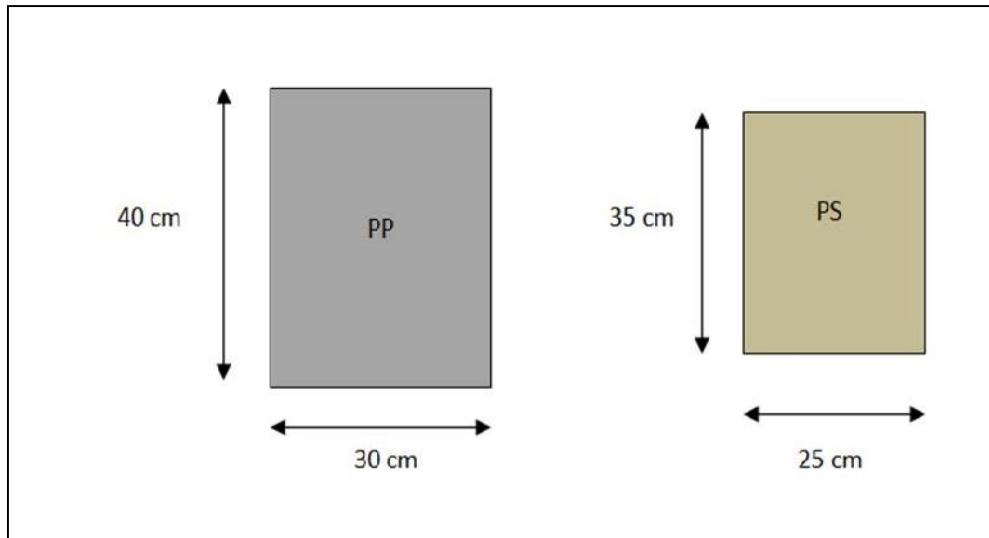
Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $25 \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$  .....  $35 \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $35 / 25 = 1,4 \leq 4$  condition vérifiée.

On remarque que les dimensions trouvées vérifient les conditions du **RPA 99** révisé en **2003**  
**Art 7.51.**

Section des poutres adoptées :

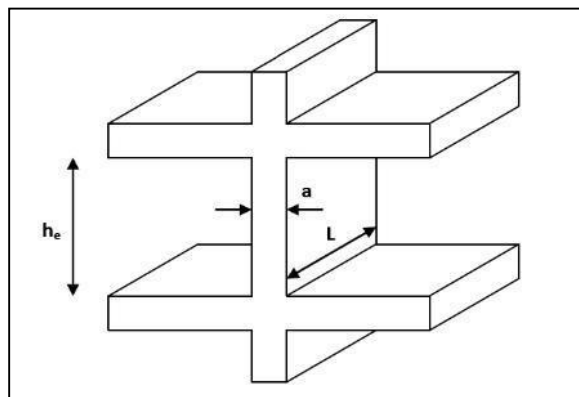
- Poutres principales (PP) :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaires (PS) :  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$



**Figure II.2 : Sections adoptées des poutres**

### II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1 du RPA2003)

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



**Figure II.3 : coupe de voile en élévation**

D'après le (RPA99 version 2003 article 7.7.1) : on considère les éléments satisfaisant la condition  $[ L \geq 4a ]$  comme des voiles.

Avec :

**L**: Longueur du voile.

**a** : épaisseur du voile.

#### ➤ L'épaisseur du voile

Il est déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.

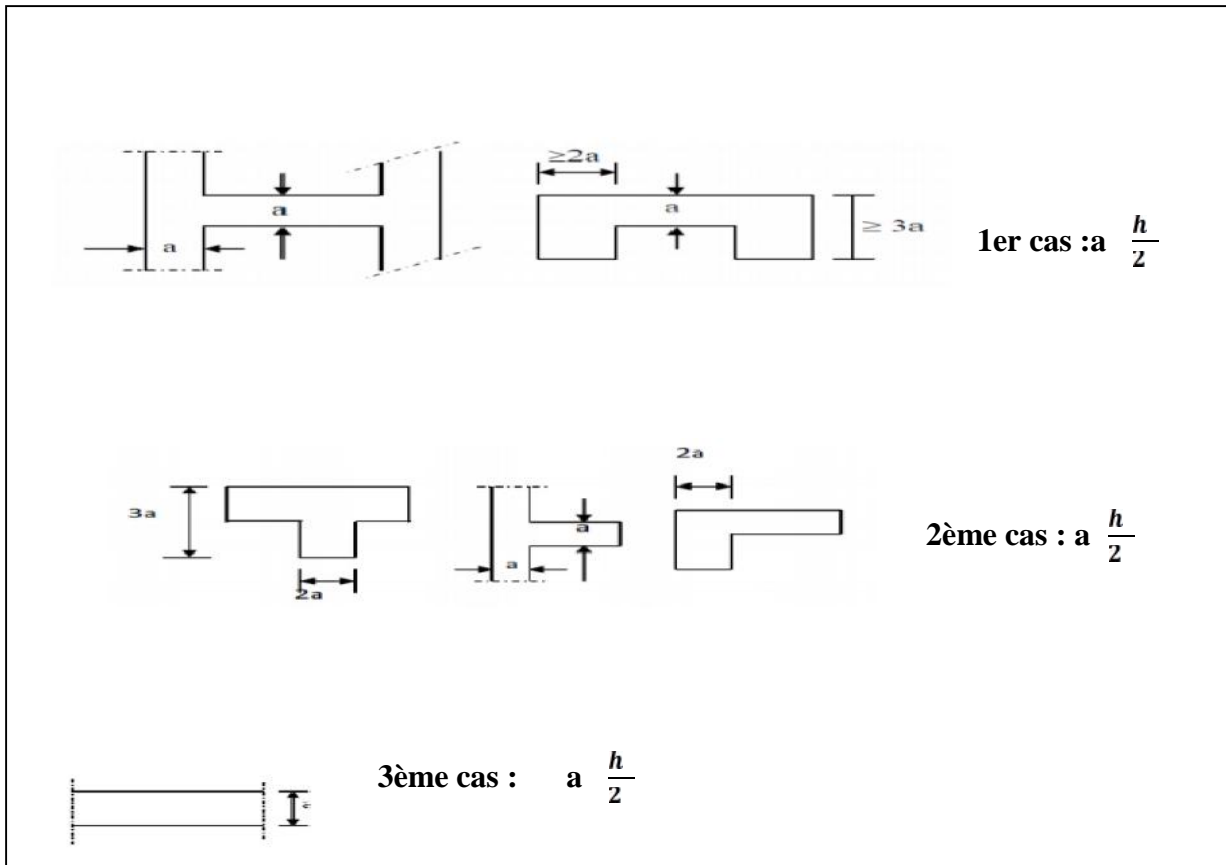


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

**Remarque**

Notre structure présente le cas N°03

➤ **Sous sol et RDC**

$$h_e = 4.42 - 0,20 = 4.22 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm}$$

➤ **L'étage de service et les étages courants**

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

Donc on choisira entre :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max(21.1 ; 14.3) \text{ cm} = 21.1 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 25 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$

### II.2.4 Les poteaux

Un poteau est un organe de **structure** d'un ouvrage (dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.) sur lequel se concentrent de façon **ponctuelle** les charges de la **superstructure** (par exemple via un réseau de **poutres** ou de **dalles** d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les **infrastructures** de cet ouvrage.

Du point de vue de la **mécanique des structures**, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la **flexion** composée. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

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

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charges.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Avec :

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

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

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

#### Remarque

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

### II.2.5 Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons utiliser le **DTR B.C.22**

II.2.5.1 Les charges permanentes

➤ Plancher terrasse inaccessible

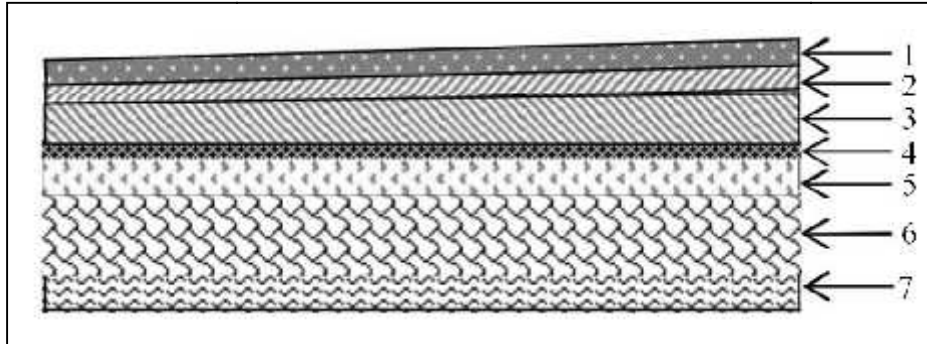


Figure II.1 : Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher

N°	Désignation	Épaisseur (m)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G<sub>total</sub></b>				<b>5.83</b>

Tableau II.1 : charges revenant au plancher terrasse

➤ Plancher d'étage courant, sous-sol et RDC

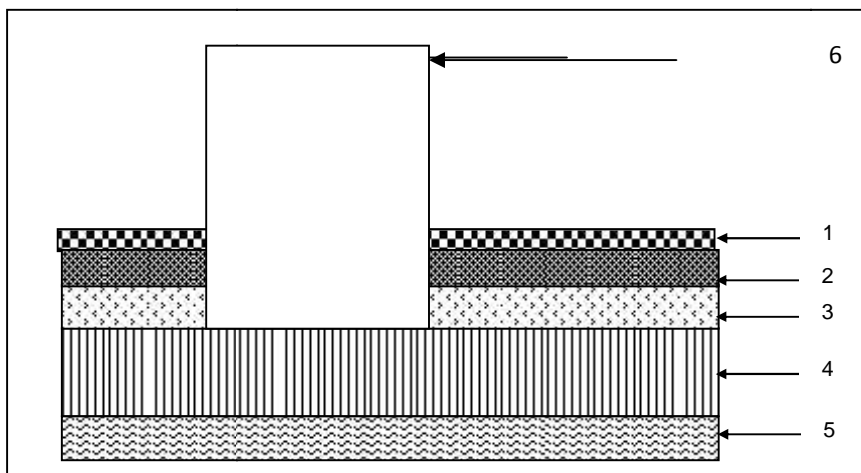


Figure II.6: Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Plancher en corps creux	16 + 4	14	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison en brique creuse	10	10	1.00
<b>G totale</b>				<b>5.38</b>

Tableau II.2 : charges revenant au plancher étage courant

➤ La Maçonnerie en brique  
A) Murs extérieurs

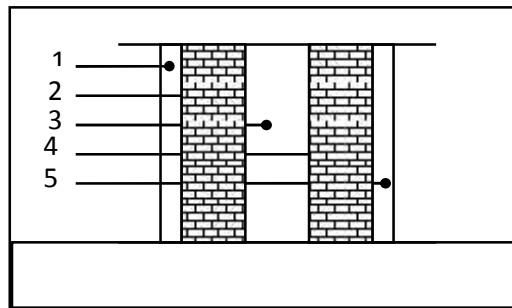


Figure II.7 : Coupe transversale du mur double cloison

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m3)	G (KN/m2)
1	Enduit en ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Lame d'air	5	-	-
3	Brique creuse	10	9	0,90
5	Enduit plâtre	2	10	0,20
<b>G totale</b>				<b>2.81</b>

Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs

B) Murs intérieurs

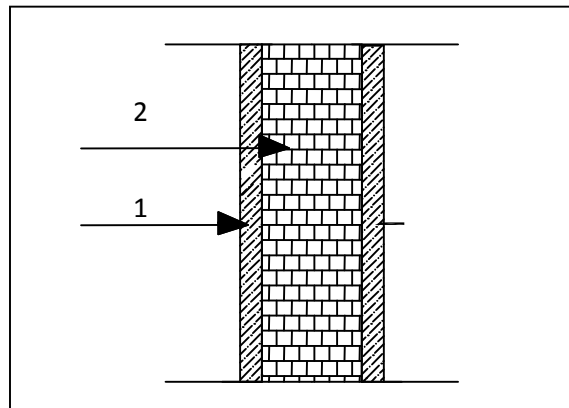


Figure II.8 : Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	2	10	0,20
2	Brique creuse	10	9	0,90
<b>G totale</b>				<b>1,10</b>

Tableau II.4 Charges revenant aux murs intérieurs

➤ Acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \quad \times S \times 1m$

Avec :

: Masse volumique du béton = 25KN/m<sup>3</sup>

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) \times 25 \times 1]$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

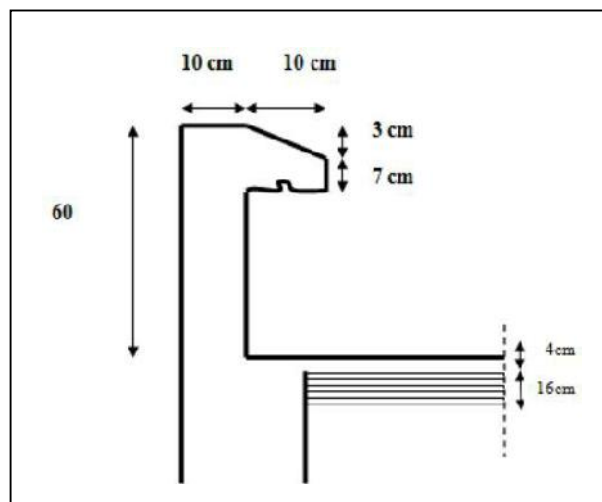


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

### II.2.5.2 Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignations	Surcharges d'exploitation (Q) (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher étage de service	1.5
Plancher du RDC à usage commercial	2.5
Plancher du sous sol à usage commercial	2.5
Escaliers	2.5
Balcons	3.5
Acrotère	1

**Tableau II.5 : surcharges d'exploitation**

### II.2.5.3 Descente de charge

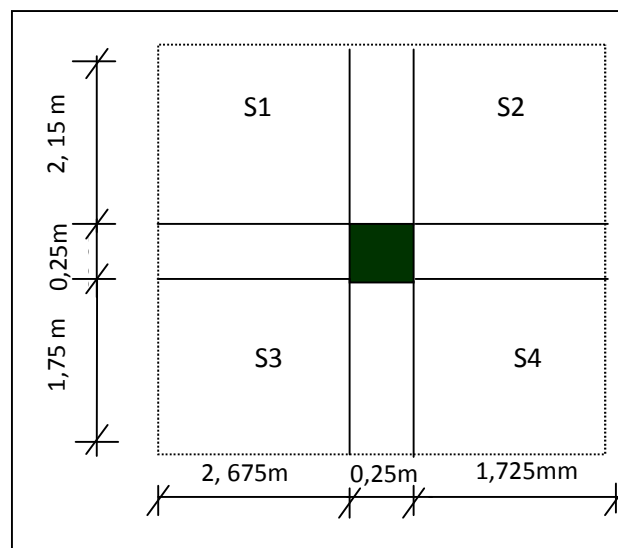
Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité

#### A) Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_t = (2.15 \times 2.675) + (1.75 \times 2.675) + (2.15 \times 1.725) + (1.75 \times 1.725)$$

$$S_t = 17.16 \text{ m}^2$$



**Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité**

**B) Poids propre des éléments : (b x h) L x**➤ **Les planchers**

- **Plancher étage courant**

$$G_{péc} = [(2.15 \times 2.675) + (1.75 \times 2.675) + (2.15 \times 1.725) + (1.75 \times 1.725)] \times 5.38 = 92.32 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse**

$$G_t = [(2.15 \times 2.675) + (1.75 \times 2.675) + (2.15 \times 1,725) + (1.75 \times 1.725)] \times 5.83 = 100.04 \text{ KN}$$

➤ **Poutres**

- **Poutre principale**

$$G_{pp} = (0.4 \times 0.3) \times 4,65 \times 25 = 13,95 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire**

$$G_{PS} = (0.35 \times 0.25) \times 4,15 \times 25 = 9,078 \text{ KN}$$

**Donc** : le poids propre des poutres est  $G_p = 13,95 + 9,078 = 23,028 \text{ KN}$

➤ **Poids propre des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) 25 cm**

Pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b = h = 25cm**.

- **Poids de poteau de l'étage courant**

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

- **Poids des poteaux de RDC et sous-sol**

$$G_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 4,42 \times 25 = 6,906 \text{ KN}$$

**II.2.5.4 Surcharge d'exploitation**

- **Terrasse :**  $Q_t \times S_t = 1 \times 17.16 = 17.16 \text{ KN}$
- **Étage courant :**  $Q_{EC} \times S_t = 1.5 \times 17.16 = 25.74 \text{ KN}$
- **Étage de service :**  $Q_{ES} \times S_t = 1.5 \times 17.16 = 25.74 \text{ KN}$
- **RDC :**  $Q_{RDC} \times S_t = 2.5 \times 17.16 = 42.9 \text{ KN}$
- **Sous-sol :**  $Q_{SS} \times S_t = 2.5 \times 17.16 = 42.9 \text{ KN}$

**II.2.6 Loi de dégression des surcharges**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

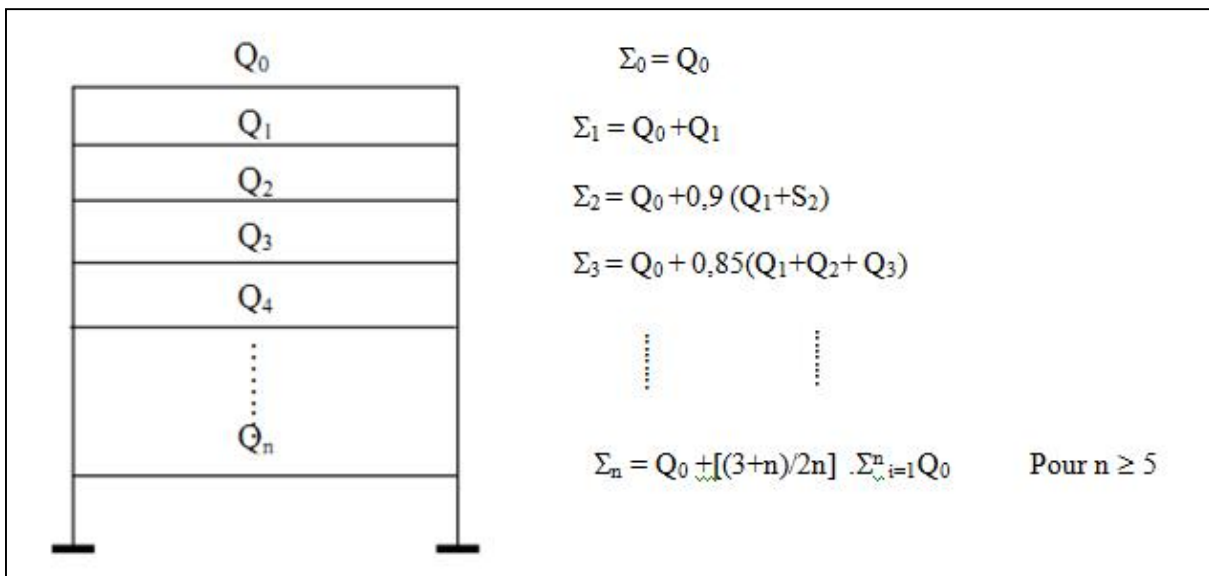
On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement surtout les planchers. La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \dots\dots\dots \text{pour } n \geq 5.$$

**Q<sub>0</sub>** : surcharges d'exploitation de la toiture

**Q<sub>i</sub>** : surcharges d'exploitation de l'étage i.

**n** : nombre d'étage du haut ver le bas, pour n ≥ 5.



Niveau	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-Sol
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharge

➤ Les surcharges cumulées

**Terrasse**

$Q_0 = 17.16 \text{ KN}$

**Niv 08**

$Q_0 + Q_1 = 17.16 + 25.74 = 42.9 \text{ KN}$

**Niv 07**

$Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 17.16 + 0.95 \times (2 \times 25.74) = 66.066 \text{ KN}$

**Niv 06**

$Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.16 + 0.90 \times (3 \times 25.74) = 86.658 \text{ KN}$

**Niv 05**

$$Q_0 + 0.85x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.16 + 0.85x (4 \times 25.74) = 104.676 \text{ KN}$$

**Niv 04**

$$Q_0 + 0.80x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.16 + 0.80x (5 \times 25.74) = 120.12 \text{ KN}$$

**Niv 03**

$$Q_0 + 0.75x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.16 + 0.75x (6 \times 25.74) = 132.99 \text{ KN}$$

**Niv 02**

$$Q_0 + 0.714x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.16 + 0.714x (7 \times 25.74) = 145.808 \text{ KN}$$

**Niv 01**

$$Q_0 + 0.687x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17.16 + 0.687x (8 \times 25.74) = 158.627 \text{ KN}$$

**Niv RDC**

$$Q_0 + 0.667x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC}) = 17.16 + 0.667x (8 \times 25.74 + 42.9) = 183.123 \text{ KN}$$

**Niv S-Sol**

$$Q_0 + 0.65x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC} + Q_{SS}) = 17.16 + 0.65x (8 \times 25.74 + 42.9 \times 2) = 206.778 \text{ KN}$$

Niveau	Charge permanentes (G) en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)		Effort normal N (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher	Poteau	Poutre	Total	Cumulé	Qi	Q Cumulés	N=(Qc+Gc)	S $\frac{N}{\sigma_b}$	Adoptée
Terrasse	100,04	/	23,03	123,07	123,07	17.16	17.16	140.228	93.485	35 x 35
Niv 8	92, 32	4,781	23,028	120.129	243.199	25.74	42.9	286.099	190.733	40 x 40
Niv 7	92, 32	4,781	23,028	120.129	363.328	25.74	66.066	429.394	286.263	40 x 40
Niv 6	92, 32	4,781	23,028	120.129	483.457	25.74	86.658	570.115	380.077	40 x 40
Niv 5	92, 32	4,781	23,028	120.129	603.586	25.74	104.676	708.262	472.175	45 x 45
Niv 4	92, 32	4,781	23,028	120.129	723.715	25.74	120.12	843.835	562.557	45 x 45
Niv 3	92, 32	4,781	23,028	120.129	843.844	25.74	132.99	976.834	651.223	45 x 45
Niv 2	92, 32	4,781	23,028	120.129	963.973	25.74	145.808	1109.781	739.854	50 x 50
Niv 1	92, 32	4,781	23,028	120.129	1084.102	25.74	158.627	1242.729	828.486	50 x 50
RDC	92, 32	6,906	23,028	122.254	1206.356	42.9	183.123	1389.479	926.319	50 x 50
S-Sol	92, 32	4,781	23,028	120.129	1326.485	42.9	206.778	1533.263	1022.175	50 x 50

**Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charge**

**II.2.7 Vérifications relatives aux coffrages (ART67.4.1.RPA2003)**

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 c \\ \min (b, h) \geq h_e / 20 \\ 0.25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{En zone II}_a \quad (\text{Art 7.4.1.RPA99/2003})$$

Avec :

**b et h** : dimensions des poteaux

**a) Poteaux du S-Sol (50x50)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 442 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 22.1 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 50 \text{ cm} \quad 22.1 \text{ cm.}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{5}{5} = 1 \quad 4$$

**b) Poteaux du RDC (50x50)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 442 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 22.1 \text{ cm} .$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 45 \text{ cm} \quad 22.1 \text{ cm.}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{5}{5} = 1 \quad 4$$

**c) Poteaux d'étage de service (ET1) (50x50)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 50 \text{ cm} \quad 15.3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{5}{5} = 1 \quad 4.$$

**d) Poteaux du 2ème (50x50)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b, h) = 50 \text{ cm} \quad 15.3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{5}{5} = 1 \quad 4.$$

**e) Poteaux du 3ème au 5ème (45x45)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 45 \text{ cm} \quad 15, 3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{4}{4} = 1 \quad 4.$$

**f) Poteaux du 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage (40x40)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 40 \text{ cm} \quad 15.3 \text{ cm}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{4}{4} = 1 \quad 4$$

**g) Poteaux du 9<sup>ème</sup> étage (35x35)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{2} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Min} (b, h) = 35 \text{ cm} \quad 15.3 \text{ cm}$$

$$0.25 \left( \frac{b}{h} \right) = \frac{3}{3} = 1 \quad 4$$

**Conclusion**

Les dimensions des poteaux sont conformes aux exigences du **RPA 99 version 2003**.

**II.2.8 Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$  :  $0.7 l_0$

$i$  : rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{section carrée})$$

A: Section transversale du Poteau ( $B = b \times h$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ )

D'où :

$$\begin{aligned} \frac{L_f}{i} &= \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} \\ &= \frac{\sqrt{12} \times 0.7l_0}{b} \\ &= 2.425 \times \frac{l_0}{b} \end{aligned}$$

- |   |   |               |                      |                 |
|---|---|---------------|----------------------|-----------------|
| ▪ Poteaux du S-Sol :                                      | $l_0 = 442 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 21.65 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux du RDC :  | $l_0 = 442 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 21.65 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux d'étage de service (ET1) :                      | $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 14.99 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux du 2 <sup>ème</sup> :                           | $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 14.99 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> :       | $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 16.65 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage : | $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 18.74 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |
| ▪ Poteaux du 9 <sup>ème</sup> :                           | $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | $= 21.41 \text{ cm}$ | $50 \text{ cm}$ |

### Conclusion

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement. Donc il n'y a pas de risque de flambement.

# **CHAPITRE III**

## **Calcul des éléments**

## Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la Sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux Pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du Plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q= 1$  [KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

### III.1.1 Dimensions de l'acrotère

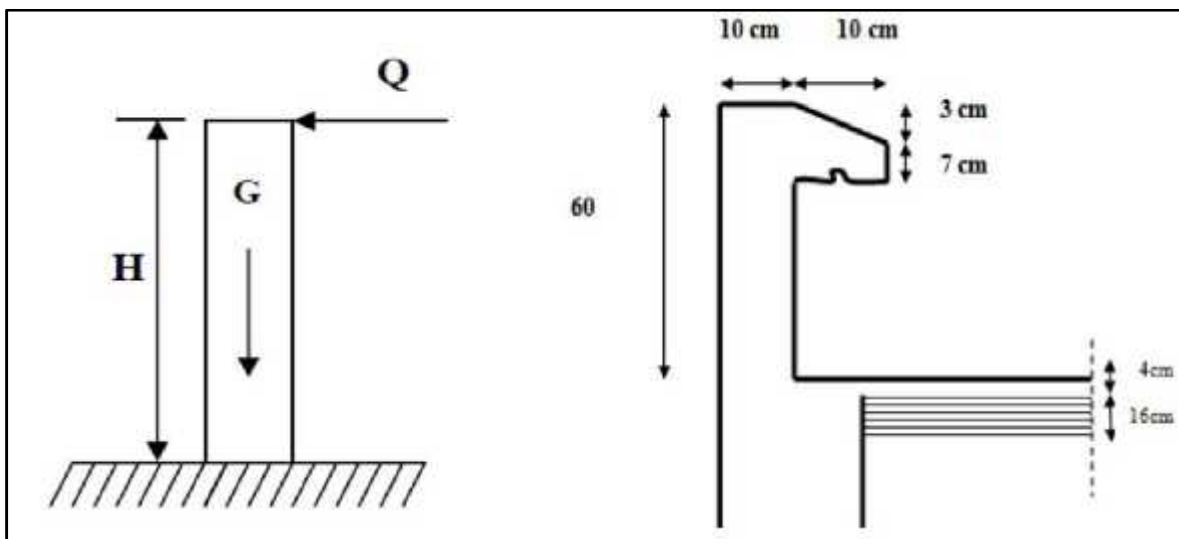


Figure III.1: Schéma statique.

Figure III. 2: Coupe verticale de l'acrotère.

### III.1.2 Détermination des sollicitations

#### ➤ Le chargement

**Poids propre de l'acrotère :**  $G = \gamma \times S \times L$  et  $L=1$  ml

Avec :

$\gamma$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1$$

$$G = 1.71 \text{ KN/m}$$

- **Surcharge d'exploitation horizontale :**  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des sollicitations**

- Effort normal due au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.71 \times 1 = 1.71 \text{ KN}$

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement  $M$  due à  $Q$  :  $M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts :

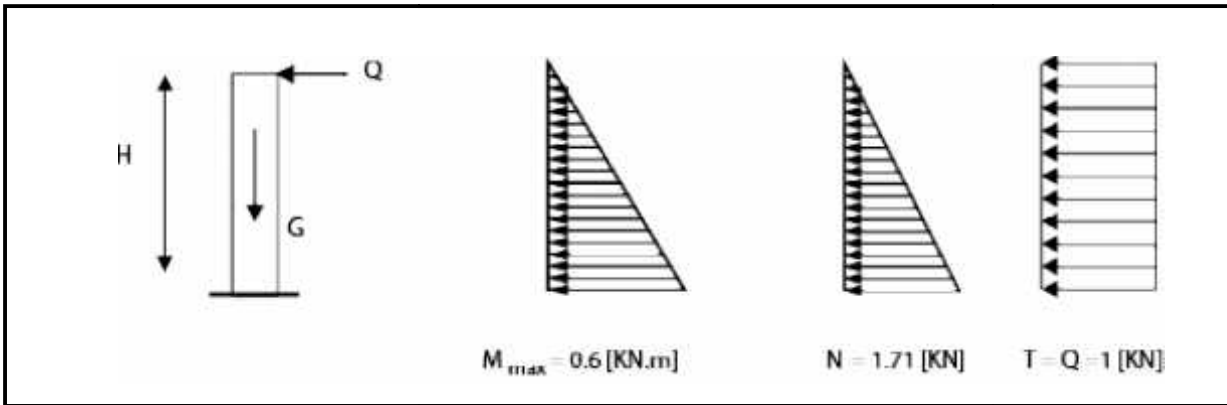


Figure III. 3 : Schéma statique et diagrammes des efforts.

### III.1.3 Combinaisons de charge

➤ **Combinaison de charge à l'ELU (1.35 G + 1.5 Q)**

Effort normal de compression :  $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,308 \text{ KN}$ .

Moment de flexion :  $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

➤ **Combinaison de charge à l'ELS (G + Q)**

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,71 \text{ KN}$ .

Moment de flexion:  $M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

### III.1.4 Ferrailage

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

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$  soumise à un effort normal  $N_u$  et un moment de renversement  $M_u$ .

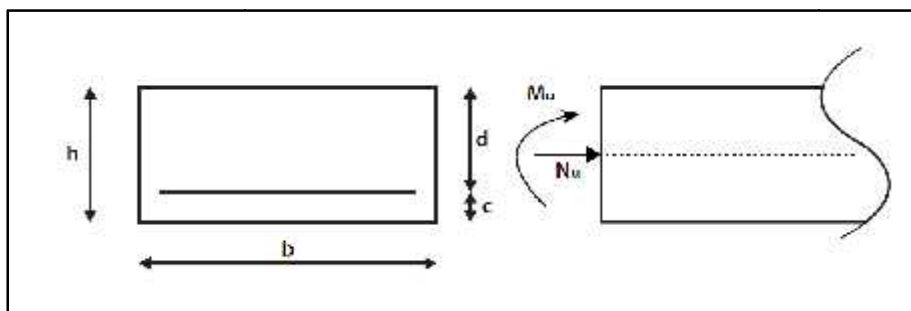


Figure III.4 : Section rectangulaire soumise a la flexion composée.

Avec :  $d = h - c$

$d = 8 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 10 \text{ cm}$ ,  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

## A) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$a = \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{0,1}{2}\right) - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

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

**c** : enrobage.

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

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

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

## B) Calcul en flexion simple

- **Moment fictif** :  $M_f = N_u \times e_f$  avec  $e_f = e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - c = (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,42 \text{ m.}$

$$M_f = 2,308 \times 0,42 = 0,97 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit** :  $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_c} = \frac{0,9 \times 10^3}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0106$  ( $f_b = 14,2 \text{ MPa}$ )

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_0 \Rightarrow \eta = 0,994 \text{ (par interpolation)}$$

- **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,9 \times 10^3}{0,9 \times 0,1 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad (\sigma_s = 348 \text{ MPa})$$

## C) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \frac{2.3}{3.8} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_{str} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

### III.1.5 Vérification à l'ELU

#### a) Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ArtA.4.2.1)

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_c} \times \left( \frac{e_s - 0.4}{e_s - 0.1} \right)$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7} = 0.35 \text{ m} = 35.08 \text{ cm}.$

$$A_{min} = 0.23 \times 8 \times 100 \times \frac{2.1}{4} \times \left( \frac{3.0 - 0.4}{3.0 - 0.1} \right) = 0.903 \text{ cm}^2$$

$A_{str} = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc :  $A = A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2.$

Soit :  $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

Avec : un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}.$

$$S \geq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10; 33\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

$$25\text{cm} < 30\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

Avec : un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}.$

$$S \geq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10; 45\text{cm}) = 40\text{cm}. \quad 25\text{cm} < 40\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### c) Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99/Art A .5.1.1)

$$\text{On doit avoir : } \tau_u = \frac{V_u}{b} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.1 f_c}{\gamma_b} ; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable.

Avec :  $V_u = 1.5Q = 1.5\text{KN}$ .

$$u = \frac{1.5 \times 1^3}{1 \times 8} = 0.019\text{MPa} < \overline{u} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement  $\rightarrow$  le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 mod99/Art A.6.1.3)

Il faut vérifiée :  $\tau_s < \overline{\tau_s}$ .

$$\overline{\tau_s} = \Psi_s f_{ct} \quad \overline{\tau_s} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}.$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d U_1}$$

$U_1$  : Somme des périmètres utiles des barres.  $U_1 = n \phi$ .

$n$  : Nombre de barres.

$$U_1 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04\text{cm}$$

$$\tau_s = \frac{1.5 \times 1}{0.9 \times 8 \times 10} = 0.21\text{MPa}.$$

$$\tau_s = 0.21 < \overline{\tau_s} = 3.15 \quad (\text{condition vérifié})$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

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

$$L_s = \frac{f_c}{4\tau_s}$$

Tel que :  $\tau_s = 0.6 \tau_{28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ .

$$\phi = 8\text{mm}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 4}{4 \times 2.8} = 28.16\text{cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence (FeE400) :  $L_s = 40\text{cm}$ .

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

$$l_c = 0.4l_s$$

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16\text{cm}$$

Avec :  $l_s$  : longueur de scellement droit.

$l_c$  : longueur d'ancrage.

**D) Calcul à l'ELS**

$$M_s = 0.60 \text{ KN.m} ; N_s = 1.71 \text{ KN}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.351 \text{ m} = 35.1 \text{ cm.}$$

**a) Vérification des contraintes**

**Dans l'acier :**

On doit vérifier:  $\sigma_s$ .

✓ La fissuration est préjudiciable.  $\sigma_s = \bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} f_t, m \left( 0.5 f_{te}; 1 \sqrt{\eta f_{tu}} \right) \right]$   
 (BAEL91 mod99/Art A.4.5.33).

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 4 ; m \left( 0.5 \times 4 ; 1 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\eta = 1.6 \Rightarrow \text{HA.}$

$$i = \frac{1}{b_c d} \frac{A_s}{n} = \frac{1}{1} \frac{2.0}{8} = 0.251 \quad i = 0.920 ; K_1 = 47.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 2.0} = 40.55 \text{ MPa.} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{40.5}{4.6} = 8.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**- Vérification au séisme (RPA99 version 2003 / Art A6.2.3)**

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

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

Avec :

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

Pour la zone II<sub>a</sub> : **A= 0.15**

**C<sub>p</sub>** : Facture de force horizontale égale à 0.3.

**W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère (**W<sub>p</sub>=1.71 KN/ml**)

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.71 = 0.308 < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### Conclusion

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

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

- **Armatures principales** : 4HA8, avec : e = 25cm
- **Armatures de répartition** : 4HA8, avec : e = 25cm

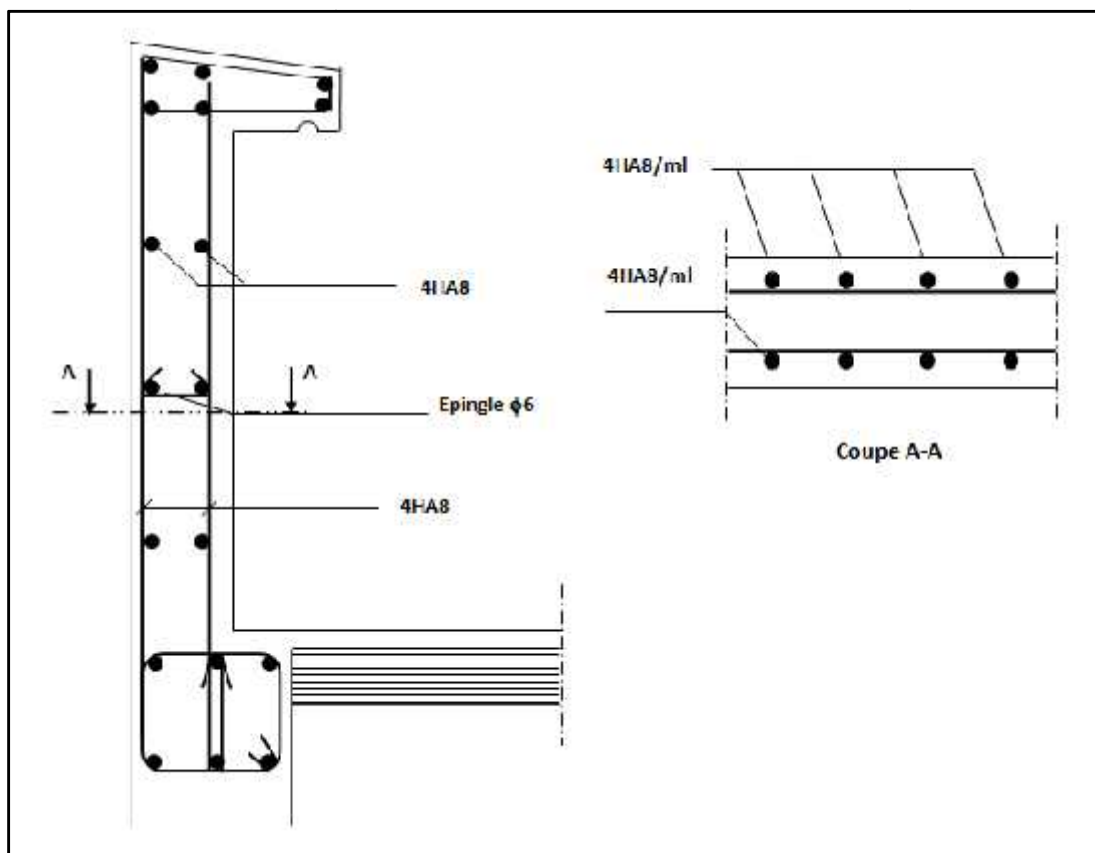


Figure III.5: Plan de Ferrailage de l'acrotère.

## Les planchers

### III.2.1 Calcul des planchers

#### Planchers en corps creux

Notre projet est constitué de planchers en corps creux (16+4) cm qui sont formés de :

- a) **Nervures** : appelés «poutrelles» qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.
- b) **Corps creux** : ils sont utilisés comme coffrage perdu, et comme isolation thermique et phonique.
- c) **D'une dalle de compression en béton armé** : elle est armée d'un quadrillage

d'armature qui a pour rôle de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Assurer la répartition entre poutrelles.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

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

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type **TLE520**, dans les mailles du quadrillage ne doivent pas dépasser les dimensions suivantes :

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

33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelle  $A_{//}$ .

##### - Calcule des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{On a: } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm} \quad A_{\perp} = \frac{4l}{f_c}$$

$$\text{Avec : } l = 65 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_c = 520 \text{ MPa.}$$

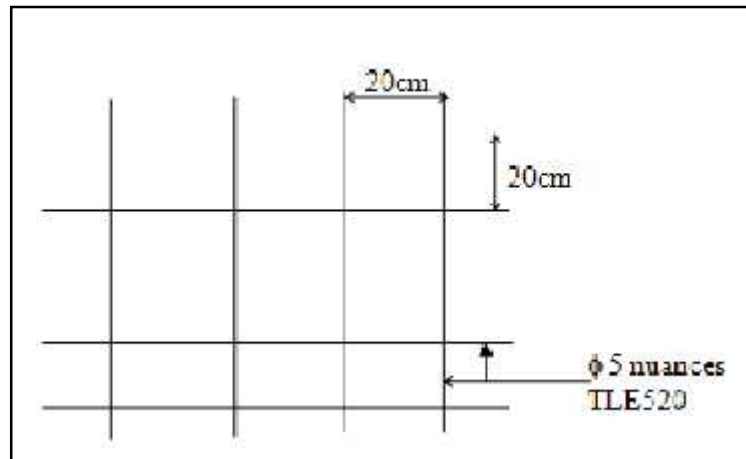
$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{5} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement : } e = 20 \text{ cm.}$$

##### - Calcule des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement : } e = 20 \text{ cm.}$$



**Figure III.6 : Ferrailage de la dalle de compression**

### **B) Etude des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur de la surface est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes avant et après le coulage de la dalle de compression.

#### **- Avant coulage de la dalle de compression**

Celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

#### **➤ Chargement : les charges et les surcharges.**

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

#### **- Après coulage de la dalle de compression**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis.

Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles, ces dernières doivent reprendre leur poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression.

#### **➤ Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L/ Art A.4.1.3)....[Z]**

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

$$-b_1 \frac{l - b_0}{2} = \frac{6 - 1}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$-b_1 \frac{l_1}{1} = \frac{4 - 3}{1} = 40 \text{ cm}$$

$$-b_1 \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{4}{2} = 143.333 \text{ cm}$$

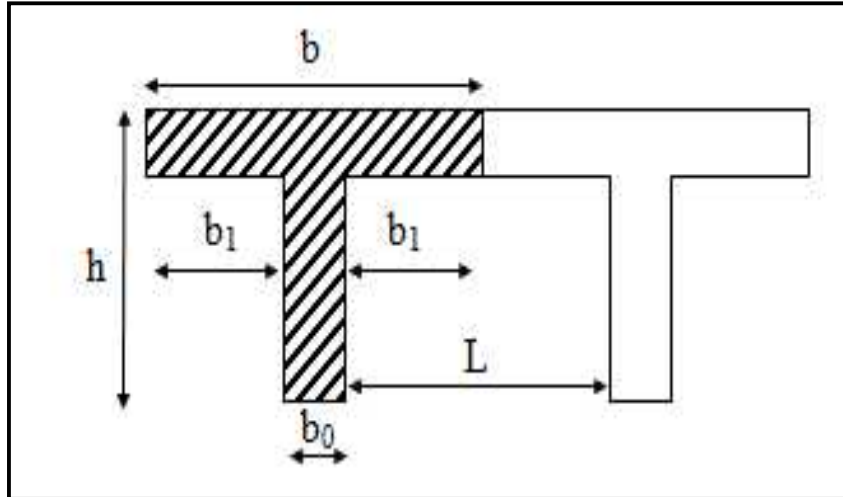


Figure III.7 : Les dimensions de la poutrelle.

Avec : **l** : distance entre axes des poutrelles ( $l = 65 \text{ cm}$ )

**l<sub>1</sub>** : portée de la travée ( $l_1 = 430 \text{ cm}$ )

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

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ).

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la table de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ).

**x** : distance de la section considérée à l'appui le plus proche ( $x = 430 \text{ cm}$ ).

On prend :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ , soit :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

#### ➤ Calcul de la poutrelle

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Chargement : les charges et les surcharges**

Plancher	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Plancher terrasse	$5.83 \times 0.65 = 3.789$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.38 \times 0.65 = 3.497$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher étage de service et RDC	$5.38 \times 0.65 = 3.497$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

**Tableau III.1 : les moments fléchissant à l'ELU**

➤ **Combinaison des charges**

**A) Plancher étage courant**

- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 0.975 = 6.183$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.497 + 0.975 = 4.472$  KN/ml

**B) Plancher étage de service et RDC**

- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 1.625 = 7.158$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.497 + 1.625 = 5.122$  KN/ml

**C) Plancher terrasse**

- ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.789 + 1.5 \times 0.65 = 6.090$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.789 + 0.65 = 4.439$  KN/ml

On constate que le chargement pour le Plancher étage de service et RDC sont les plus défavorables. On utilisera l'un des deux pour le calcul du ferrailage.

Donc on prend le RDC pour le calcul de ferrailage.

**Calcul des efforts internes**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.
- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

**[Art B.6.2.210/BAEL 91 modifié 99]**

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « $M_0$ » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Conditions d'applications de la méthode forfaitaire**

▪ **Condition 1**

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5\text{KN/m}^2$ .

$$Q \quad (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 3.497 = 6.994 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 1.625 \quad (6.994 \text{ KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

▪ **Condition 2**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) **(Condition vérifiée)**

▪ **Condition 3**

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

Application numérique :

$$0.8 \quad \frac{L_i}{L_{i+1}} \quad 1.25$$

La travée	Longueur $L_i$ [m]	$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	Conclusion
$L_1$	4.25	<b>1.214</b>	Condition vérifiée
$L_2$	3.50		
$L_2$	3.50	<b>0.814</b>	Condition vérifiée
$L_3$	4.30		

**Tableau III.2 : le rapport des portées et travées**

▪ **Condition 4**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(Condition vérifiée)**

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99)**

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

Le rapport ( $\Gamma$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\Gamma = \frac{Q}{G+Q}$$

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même

portée  $L$  que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (moment isostatique)

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \leq \max \left\{ 1.05 ; (1 + 0.3 \Gamma) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_t \leq \frac{1+0.3\Gamma}{8} M_0 \quad \text{(dans une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \leq \frac{1.2+0.3\Gamma}{2} M_0 \quad \text{(dans une travée de rive)}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

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

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

**0.6  $M_0$**  : pour une poutre à deux travées.

**0.5  $M_0$**  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0.4  $M_0$**  : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III.2.2 Application de la méthode forfaitaire

$$= \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \frac{Q}{G+Q} \leq \frac{2}{3}$$

$$= \frac{1.6}{1.6 + 3.4} = 0.317 \leq \frac{2}{3} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- Calcul à l'ELU :

$$q_u = 7.158 \text{ KN/ml}$$

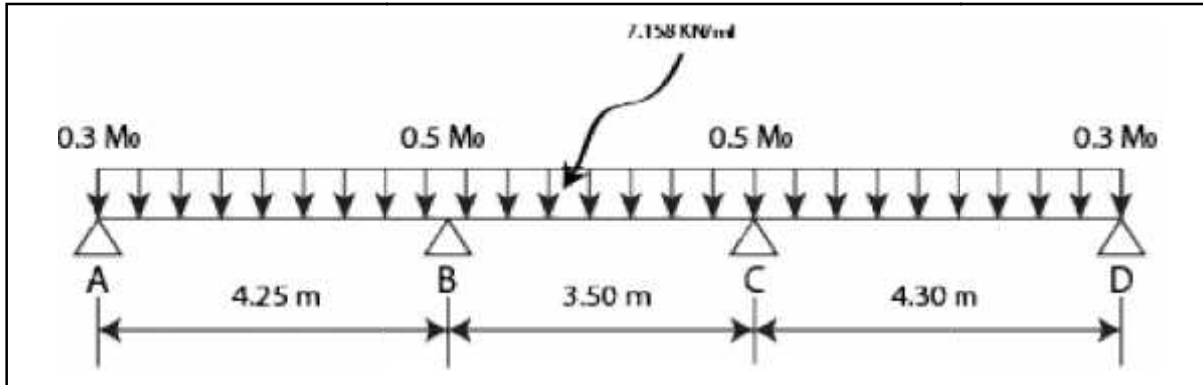


Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle

- Calcul des moments fléchissant  
 ) Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u \times l_A^2}{8} = \frac{7.1 \times 4.2^2}{8} = 16.161 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l_B^2}{8} = \frac{7.1 \times 3.5^2}{8} = 10.961 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l_C^2}{8} = \frac{7.1 \times 4.3^2}{8} = 16.544 \text{ KN.m}$$

) Calcul des moments aux appuis

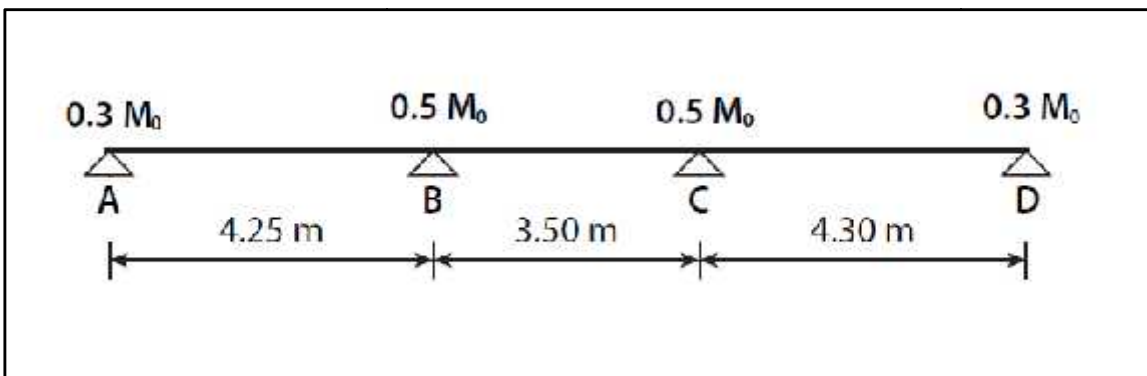


Figure III.9 : Valeurs des moments sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 16.161 = 4.848 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 (16.161 ; 10.961) = 0.5 \times 16.161 = 8.080 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.5 (10.961; 16.544) = 0.5 \times 16.544 = 8.272 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 16.544 = 0.3 \times 16.544 = 4.963 \text{ KN.m}$$

**) Calcul des moments en travées :**

**- Etude de la travée AB (travée de rive) :**

$$M_t^{AB} = \max [1.05M_{01}; (1+0.3) M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} = \max [16.161 ; 17.697] - \frac{(4.8 + 8.0)}{2}$$

$$M_t^{AB} = 17.697 - 6.464 = 11.233 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 16.161 = 10.465 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 11.233 \text{ KN.m}$$

**- Etude de la travée BC (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} = \max [1.05M_{02}; (1+0.3) M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} = \max [11.509 ; 12.003] - \frac{(8.080 + 8.272)}{2}$$

$$M_t^{BC} = 12.003 - 8.176 = 3.827 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 10.961 = 6.001 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{BC} = 6.001 \text{ KN.m}$$

**- Etude de la travée CD (travée de rive)**

$$M_t^{CD} = \max [1.05M_{03}; (1+0.3) M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} = \max [17.371 ; 18.117] - \frac{(8.2 + 4.9)}{2}$$

$$M_t^{CD} = 18.117 - 6.617 = 11.5 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 16.544 = 10.713 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{CD} = 11.5 \text{ KN.m}$$

- Tableau des moments fléchissant à l'ELU

Moments aux appuis (KN.m)				Moments en travées (KN.m)		
$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_t^{AB}$	$M_t^{BC}$	$M_t^{CD}$
4.848	8.080	8.272	4.96	11.233	6.001	11.5

Tableau III.3 : les moments fléchissant à l'ELU

➤ Les diagrammes des moments fléchissant (ELU)

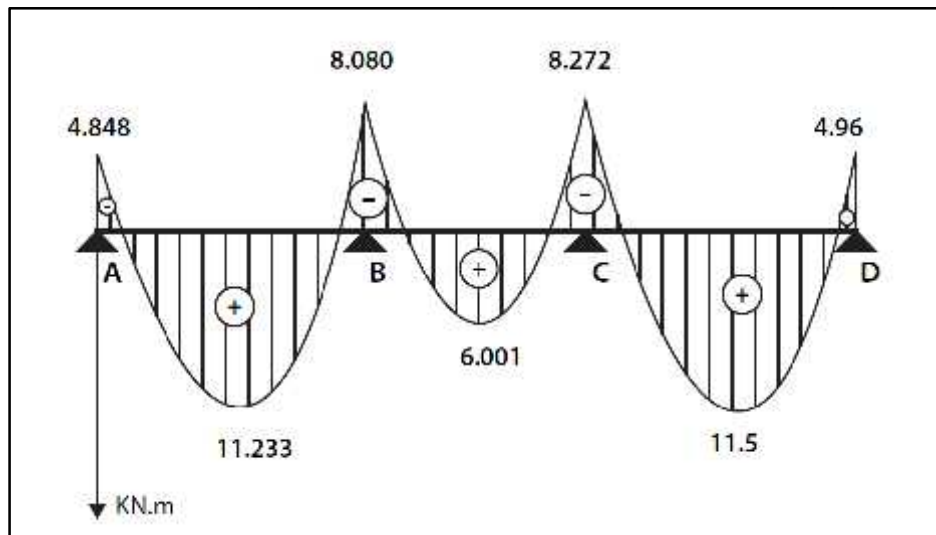


Figure III.10 : diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

) Calcul des efforts tranchants

- Travée AB

$$T_A = \left[ \frac{q_s \times l_{AB}}{2} \right] + \left[ \frac{M_B - M_A}{l_A} \right]$$

$$T_A = \left[ \frac{7.158 \times 4.2}{2} \right] + \left[ \frac{[(-8.080) - (-4.848)]}{4.2} \right] = 14.45 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[ \frac{-q_s \times l_{AB}}{2} \right] + \left[ \frac{M_B - M_A}{l_A} \right]$$

$$T_B = \left[ \frac{(-5.1 \times 4.2)}{2} \right] + \left[ \frac{[(-5.7) - (-3.4)]}{4.2} \right] = -11.428 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[ \frac{-q_s \times l_{AB}}{2} \right] + \left[ \frac{M_B - M_A}{l_A} \right]$$

$$T_B = \left[ \frac{(-7.158 \times 4.2)}{2} \right] + \left[ \frac{[(-8.080) - (-4.848)]}{4.2} \right] = -15.971 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$T_B = \left[ \frac{q_s \times l_{BC}}{2} \right] + \left[ \frac{M_C - M_B}{l_B} \right]$$

$$T_B = \left[ \frac{7.158 \times 3.50}{2} \right] + \left[ \frac{[-8.272] - [-8.080]}{3.50} \right] = 12.472 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[ \frac{-q_s \times l_{BC}}{2} \right] + \left[ \frac{M_C - M_B}{l_B} \right]$$

$$T_C = \left[ \frac{(-7.158 \times 3.50)}{2} \right] + \left[ \frac{[-8.272] - [-8.080]}{3.50} \right] = -12.581 \text{ KN}$$

- Travée CD

$$T_C = \left[ \frac{q_s \times l_{CD}}{2} \right] + \left[ \frac{M_E - M_C}{l_C} \right]$$

$$T_C = \left[ \frac{7.158 \times 4.30}{2} \right] + \left[ \frac{[-4.963] - [-8.272]}{4.30} \right] = 16.159 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[ \frac{-q_s \times l_{CD}}{2} \right] + \left[ \frac{M_E - M_C}{l_C} \right]$$

$$T_D = \left[ \frac{(-7.158 \times 4.30)}{2} \right] + \left[ \frac{[-4.963] - [-8.272]}{4.30} \right] = -14.62 \text{ KN}$$

- Tableau des efforts tranchants à l'ELU

Efforts tranchants (KN)					
Travée AB		Travée BC		Travée CD	
T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
14.45	-15.971	12.472	-12.581	16.159	-14.62

Tableau III.4 : les efforts tranchants à l'ELU

➤ Les diagrammes des efforts tranchants (ELU)

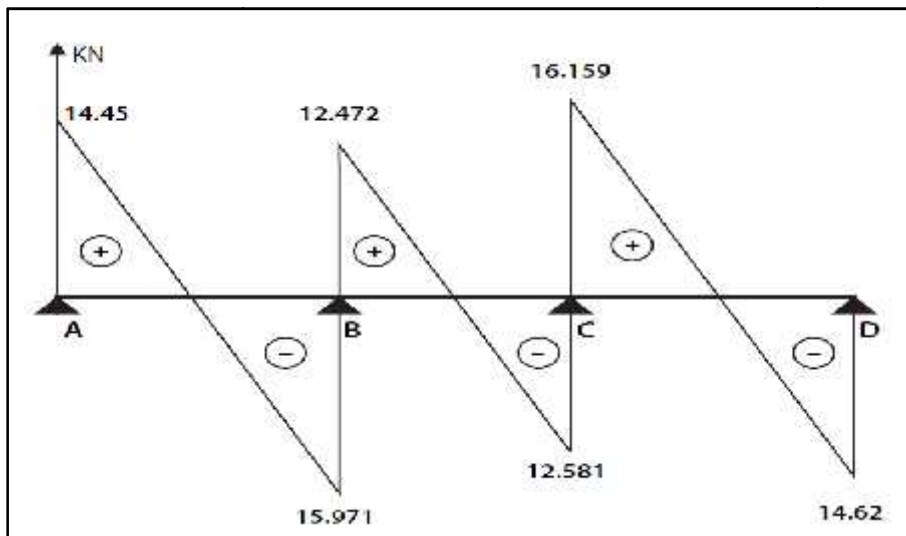


Figure III.11 : diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

### III.2.3 Calcul des armatures

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t^{\max} = 11.5 \text{ KNm}$  et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum  $M_a^{\max} = 8.272 \text{ KNm}$ .

➤ **Calcul des armatures à ELU :  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$**

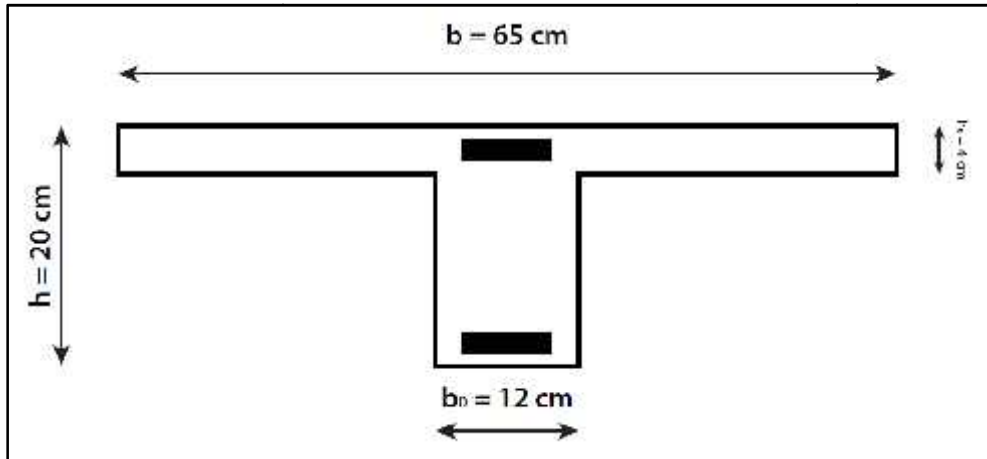


Figure III.12 : dimensions de la section en T

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

### ) Armatures longitudinales

#### ) En travée

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, en considérant le moment maximum  $M_t^{\max} = 11.5 \text{ KNm}$ .

Le moment équilibré par la table de compression  $M_0$  est donné par la formule suivante :

$$M_0 = f_{bc} b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_t^{\max} = 11.5 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65x20)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{11.5 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu = 0.038 \quad = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_t^m}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 1.871 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ [cm}^2\text{]}$ .

### ) Aux appuis

$$M_a^{\text{max}} = 8.272 \text{ KN.m}$$

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile  $d=18 \text{ cm}$  et de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_C^m}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8.2 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 1.2} = 0.150 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu = 0.150 \quad = 0.918$$

$$A_t = \frac{M_d^m}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.2 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 1.438 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifie 99]**

$$t \geq \min \left\{ \frac{h}{3} ; 1 ; \frac{d}{1} \right\}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

$$t \geq \min \left\{ \frac{2}{3} ; 10 ; \frac{1}{1} \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 0.6 \text{ cm}$

On adopte :  $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

### ) Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9 \times 2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1.23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0.5 \times 4}{1 \times 1} = 1.24 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93)**

) **En travée**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t2}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{4} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.07 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

) **aux appuis**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t2}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{4} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2) **Vérification de l'effort tranchant (Art51.211 / BAEL91modifié 99, CBA93)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_u^m$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.2f_2}{\gamma_E}, 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_u = \min (3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^m = \frac{T_u^m}{b_0 \cdot d}$$

$$T_u^m = 16.159 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{1.1 \times 1 \times 10^3}{1 \times 1} = 0.748 \text{ MPa} ; \quad \tau_u \leq \tau_u^m \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Puisque  $\tau_u \leq \tau_u^m$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) [Art.5.1.313/ BAEL 91modifié 99]**

On doit vérifier que :

- **Pour le béton**

$$T_u^m \leq \frac{0.4f_{c2}}{\gamma_b} \times 0.9d \cdot b_0 = 0.4 \times \frac{2}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } T_u^m = 16.159 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Pour l'acier**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma}{f_c} \left( T_u^m - \frac{|M_m|}{0.9d} \right)$

$$A_a = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_c} \left( T_u^m - \frac{|M_m|}{0.9d} \right) = \frac{1.1}{4} \left( 16.159 - \frac{8.2}{0.9 \times 0.1} \right) = -1.003 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]} > -1.003 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

#### 4) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

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

$$\tau_s \quad \overline{\tau_s} = f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

= 1.5 pour les aciers HA

$U_1$  : Périmètre utile des aciers.

$$U_1 = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$s = \frac{T_u^m}{0.9d U_1} = \frac{1.1 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 94.2} = 1.058 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.058 \text{ MPa} \quad \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### 5) Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93)

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\overline{\tau_s}} = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

#### Remarque

La longueur d'ancrage  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à  $l_s$  la longueur d'ancrage  $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ [cm]}$

#### ➤ Calcul à l'ELS

##### ) Calcul de moment isostatique

$$q_s = 5.122 \text{ KN/ml}$$

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

$$= \frac{1.6}{3.4 + 1.6}$$

$$= 0.317$$

$$M_{01} = \frac{q_s \times l_A^2}{8} = \frac{5.1 \times 4.2^2}{8} = 11.564 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_B^2}{8} = \frac{5.1 \times 3.5^2}{8} = 7.843 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times l_C^2}{8} = \frac{5.1 \times 4.3^2}{8} = 11.838 \text{ KN.m}$$

### ) Calcul des moments aux appuis

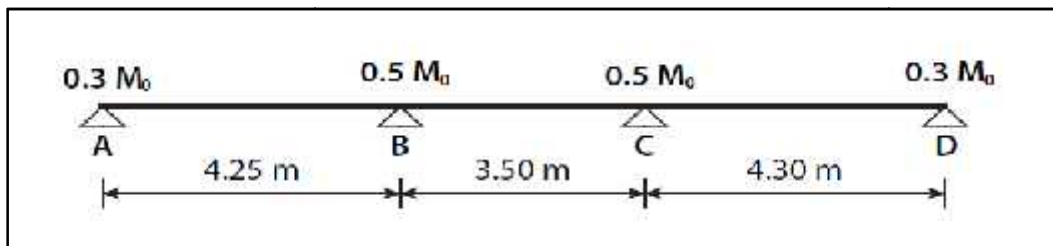


Figure III.13 : Correction des moments sur appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.564 = 3.469 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5\text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 (11.564; 7.843) = 0.5 \times 11.564 = 5.782 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5\text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.5 (7.843; 11.838) = 0.5 \times 11.838 = 5.919 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 11.838 = 3.551 \text{ KN.m}$$

### ) Calcul des moments en travées

#### - Etude de la travée AB (travée de rive)

$$M_t^{AB} \quad \max [1.05M_{01}; (1+0.3) M_{01}] - \frac{(M_A+M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \quad \max [12.142; 12.663] - \frac{(3.4 + 5.7)}{2}$$

$$M_t^{AB} \quad 12.663 - 9.251 = 3.412 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \quad \frac{1.2+0.3}{2} M_{01} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 11.564 = 7.488 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 7.488 \text{ KN.m}$$

#### - Etude de la travée BC (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \quad \max [1.05M_{02}; (1+0.3) M_{02}] - \frac{(M_B+M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \quad \max [8.235; 8.588] - \frac{(5.782+5.919)}{2}$$

$$M_t^{BC} \quad 8.588 - 5.85 = 2.737 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \quad \frac{1+0.3}{2} M_{02} = \frac{1+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 7.843 = 4.294 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{BC} = 4.294 \text{ KN.m}$$

#### - Etude de la travée CD (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \quad \max [1.05M_{03}; (1+0.3) M_{03}] - \frac{(M_C+M_D)}{2}$$

$$M_t^{CD} \quad \max [12.43; 12.964] - \frac{(5.919+3.551)}{2}$$

$$M_t^{CD} \quad 12.964 - 4.735 = 8.229 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \frac{1.2+0.3}{2} M_{03} = \frac{1.2+(0.3 \times 0.3)}{2} \times 11.838 = 7.665 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 8.229 \text{ KN.m}$

- Tableau des moments fléchissant à l'ELS

Moments aux appuis (KN.m)				Moments en travées (KN.m)		
$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_t^{AB}$	$M_t^{BC}$	$M_t^{CD}$
3.469	5.782	5.919	3.551	7.488	4.294	8.229

Tableau III.5 : les moments fléchissant à l'ELS

➤ Le diagramme des moments fléchissant à l'ELS

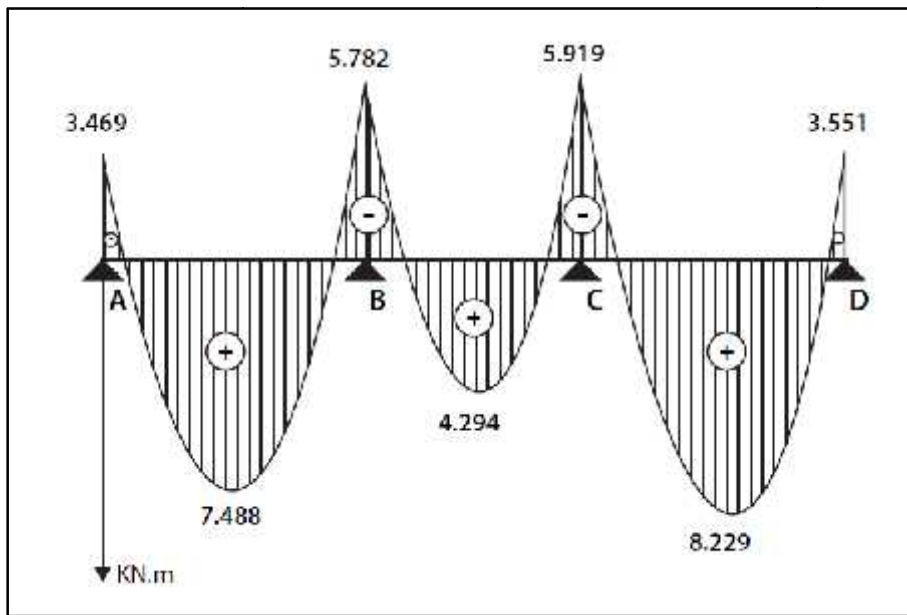


Figure III.14 : diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

) Calcul des efforts tranchants

- Travée AB :

$$T_A = \left[ \frac{q_s \cdot l_{AB}}{2} \right] + \left[ \frac{M_B - M_A}{l_A} \right]$$

$$T_A = \left[ \frac{5.1 \times 4.2}{2} \right] + \left[ \frac{[(-5.7) - (-3.4)]}{4.2} \right] = 10.34 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[ \frac{-q_s \cdot l_{AB}}{2} \right] + \left[ \frac{M_B - M_A}{l_A} \right]$$

$$T_B = \left[ \frac{(-5.1 \times 4.2)}{2} \right] + \left[ \frac{[(-5.7) - (-3.4)]}{4.2} \right] = - 11.428 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = \left[ \frac{q_s \cdot l_{BC}}{2} \right] + \left[ \frac{M_C - M_B}{l_B} \right]$$

$$T_B = \left[ \frac{5.122 \times 3.50}{2} \right] + \left[ \frac{[(-5.9) - (-5.7)]}{3.5} \right] = 5.62 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[ \frac{-q_s \cdot l_{BC}}{2} \right] + \left[ \frac{M_C - M_B}{l_B} \right]$$

$$T_C = \left[ \frac{(-5.1 \times 3.5)}{2} \right] + \left[ \frac{[(-5.9) - (-5.7)]}{3.5} \right] = -9.003 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_C = \left[ \frac{q_s \cdot l_{CD}}{2} \right] + \left[ \frac{M_D - M_C}{l_C} \right]$$

$$T_C = \left[ \frac{5.1 \times 4.3}{2} \right] + \left[ \frac{[(-3.5) - (-5.9)]}{4.3} \right] = 11.563 \text{ KN}$$

$$T_D = \left[ \frac{-q_s \cdot l_{CD}}{2} \right] + \left[ \frac{M_D - M_C}{l_C} \right]$$

$$T_D = \left[ \frac{(-5.1 \times 4.3)}{2} \right] + \left[ \frac{[(-3.5) - (-5.9)]}{4.3} \right] = -10.461 \text{ KN}$$

- **Tableau des efforts tranchants à l'ELS**

Efforts tranchants (KN)					
Travée AB		Travée BC		Travée CD	
T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
10.34	-11.428	5.62	-9.003	11.563	-10.461

Tableau 6 : des efforts tranchants à l'ELS

➤ **Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

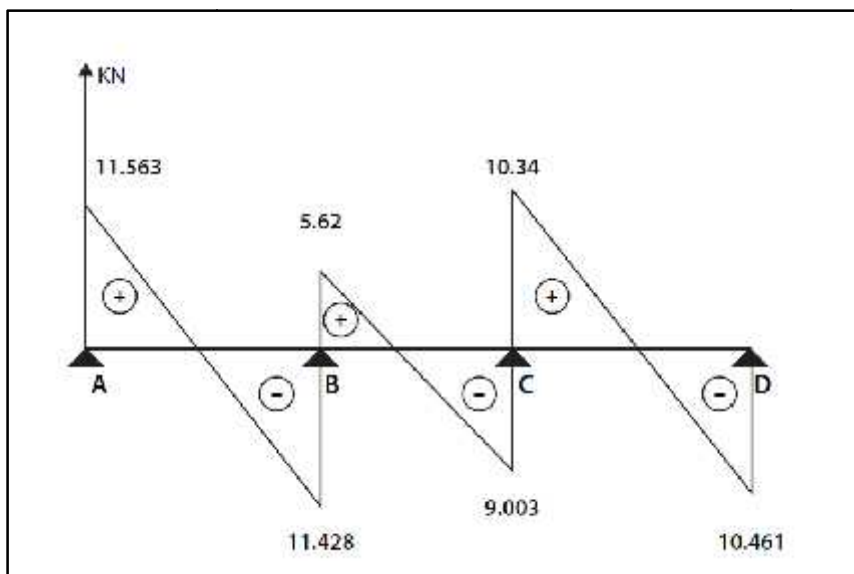


Figure III.15 : diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

### ➤ Vérifications à l'ELS

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

- ) Etat limite de résistance de béton en compression ;
- ) Etat limite de déformation ;
- ) Etat limite d'ouverture des fissures.

#### 6) Etat limite de résistance du béton à la compression (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99.CBA93)

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{S_1 \cdot d \cdot A_s}$$

##### ) Aux appuis

$$= \frac{1}{b_0 d} \cdot \frac{1}{1 \times 1} \times 2.2 = 1.046 \quad \rho_1 = 0.858 \quad K_1 = 20.21$$

$$M_a = 5.919 \text{ KN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{5.9 \times 10^6}{0.6 \times 1 \times 2.2 \times 10^2} = 169.582 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{20.21} \times 169.582 = 8.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

##### ) En travée

$$= \frac{1}{1 \times 1} \times 2.0 = 0.958 \quad \rho_1 = 0.862 \quad K = 21,23$$

$$M_t = 8.229 \text{ KN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{8.2 \times 10^6}{0.6 \times 1 \times 2.0 \times 10^2} = 256.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 2}{2 \cdot 2} = 12.068 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

#### 7) Etat limite de d'ouvertures de fissures

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

#### 8) Etat limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \\ \frac{h}{L} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2.5} \\ \frac{1}{1} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

Avec :

**h** : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique maximum.

**L** : portée entre nus d'appuis.

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure.

**d** : hauteur utile de la section droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{4} = 0.046 \\ \frac{2}{4} = 0.046 \\ \frac{2.0}{1 \times 1} = 0.0095 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2.5} = 0.044 \\ \frac{1}{1} \times \frac{8.2}{1.8} = 0.069 \\ \frac{4.2}{4} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

### Conclusion

Les armatures adoptées sont :

- ) aux appuis : 2HA12.
- ) aux travées : 2HA10 + 1HA8

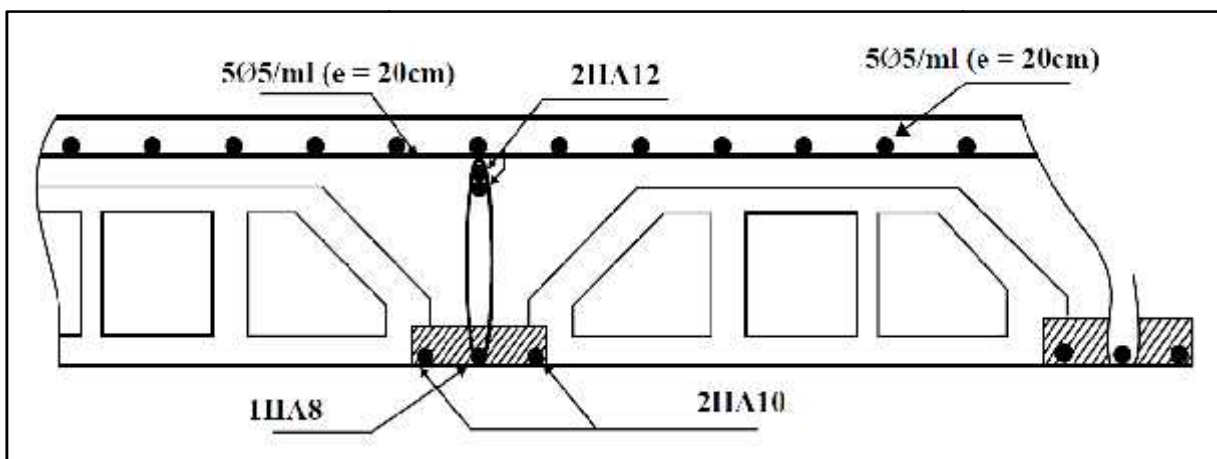


Figure III.16: Disposition des armatures dans la poutrelle

## Calcul du balcon

### III.3.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

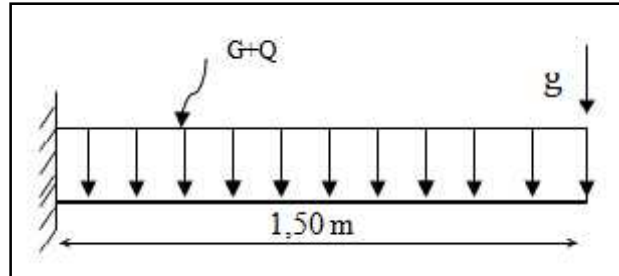


Figure III.17: Schéma statique du balcon

### III.3.2 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :  $e_p = \frac{L}{1} = \frac{1}{1} = 15 \text{ cm}$

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

### III.3.3 Charges et surcharges du balcon

#### A) Les charges permanentes

Charges permanentes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	22	2	0.44
Mortier de pose	20	2	0.40
La dalle pleine	25	15	3.75
Couche de sable	18	3	0.54
Enduit Plâtre	10	2	0.2
			G = 5.33 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III.7 : Charges permanentes du balcon

#### B) Charges concentrées

Charge permanente du garde corps	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	9	0.1	0.9
Enduit ciment	18	2 x 0.02	0.72
			G = 1.62 KN/m <sup>2</sup>

Tableau III.8 : Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

## A) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN /ml}$$

## III.3.4 Calcul à l'ELU

## A) Combinaisons de charges

- La dalle :  $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.445 \text{ KN /ml}$
- Le garde-corps :  $q_{u2} = 1.35G = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN /ml}$

## B) Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.445 \times (1.5)^2}{2} + 2.187 \times 1.50 = 17.281 \text{ KN.m}$$

## III.3.5 Calcul à l'ELS

## A) Combinaisons de charges

- ❖ La dalle :  $q_{s1} = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN /ml.}$
- ❖ Le garde-corps :  $q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml.}$

## B) Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.83 \times (1.5)^2}{2} + 1.62 \times 1.50 = 12.363 \text{ KN.m}$$

## III.3.6 Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

## A) Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.281 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.20} = 0.072 \quad \Phi_{\mu_1} = 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

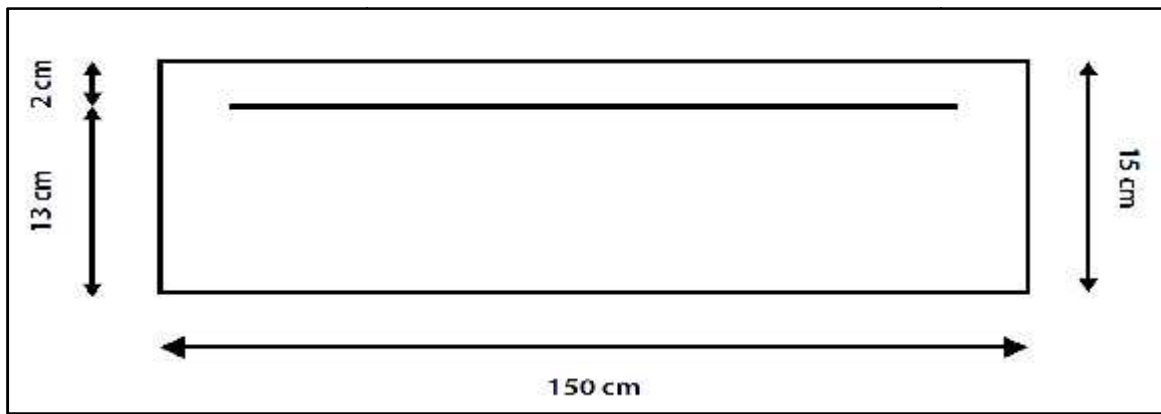
Donc :  $A' = 0$

$$\mu = 0.072 \quad \rightarrow \quad \eta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\eta \cdot d \cdot f_s} = \frac{17.281 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 3.966 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$



### B) Les armatures de répartition

$$r \times \frac{s}{4} \times \frac{4.52}{4} \times 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 25cm

### C) Calcul de l'effort tranchant

$$V_U = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.445 \times 1.50 + 2.187$$

$$V_U = 20.854 \text{ KN}$$

### III.3.7 Vérifications à l'ELU

#### A) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = \frac{0.2 \cdot f_{t2}}{f_c} = \frac{0.2 \times 1 \times 1 \times 2.1}{4} = 1.56 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### B) Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2, 42)

Armatures principales : S<sub>t</sub> = 25 cm min {3h ; 33cm} = 33cm (Condition vérifiée)

Armatures répartitions : S<sub>t</sub> = 25 cm min {4h ; 45cm} = 45cm (Condition vérifiée)

#### C) Vérification au cisaillement (BAEL99 Art A.5.1.211)

$$\sigma_u \times \frac{V_u}{bd} \leq \sigma_{u, \text{TM}}$$

$$f_u \times \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\alpha_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} \leq 2.5 \text{ MPA} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_u \times \frac{20.854}{100} \leq 0.160 \text{ MPA} \leq 2.5 \text{ MPA} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement donc : **les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

#### D) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99 Art A.6.1, 3)

$$\sigma_{se} = X \frac{V_u}{0,9d_{ui}} \Phi_{se}^- \quad \text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{se} = X_s f_{t28} = 1,5 \mid 2,1 \times 3,15 \text{ MPa} \\ u_i = X_3 \cdot 14 \mid 4 \mid 1,2 \times 15,072 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{se} = X \frac{20,854 \mid 10}{0,9 \mid 13 \mid 15,072} \times 1,182 \text{ MPa} \Phi_{se}^- = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

#### E) Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\sigma_{se}}{4 \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = 0,6 \times Y^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 4}{4 \times 2,8} = 42,25 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (BAEL99 Art A.6.1, 253) est fixée pour les barres à haute adhérence à :  $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte :  $L_a = 20 \text{ cm}$ .

### III.3.8 Vérification à l'ELS

#### A) État limite d'ouverture de la fissure (BAEL 99 Art A.4.5,32)

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

#### B) État limite de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = X_0,6 \mid f_{c28} = X_0,6 \mid 25 \times 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = X k \sigma_s$$

$$\sigma_1 = X \frac{100 \mid A_s}{b \mid d} = X \frac{100 \mid 4,52}{100 \mid 13} = X 0,347 \quad \begin{matrix} s_1 = X 0,908 \\ K_1 = X 39,35 \end{matrix}$$

$$k = X \frac{1}{k_1} = X \frac{1}{39,35} = X 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{S_1} = \frac{12.363 \cdot 10^6}{0.908 \cdot 130 \cdot 452} = 231.716 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.025 \cdot 231.716 = 5.7929 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### C) Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{L} \leq \frac{1}{250} \quad \frac{1}{1} = 0.1 \quad \frac{1}{250} = 0.004 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{e}{L} \leq \frac{M_s}{100 u} \quad \frac{1}{1} = 0.1 \quad \frac{1 \cdot 3}{100 (7.2)} = 0.00417 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A}{b} \leq \frac{3.6}{f_c} \quad \frac{4.5}{1 \times 1} = 0.0034 \quad \frac{3.6}{4} = 0.009 \quad (\text{condition vérifiée})$$

### Conclusion

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

## Escaliers

### III.4.1 Définition

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre.

L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

- **La marche** : la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la

Contre marche.

- **La hauteur de la marche (h)** : la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre

Marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.

- **Une volée** : l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers

Consécutifs.

- **Un palier** : la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

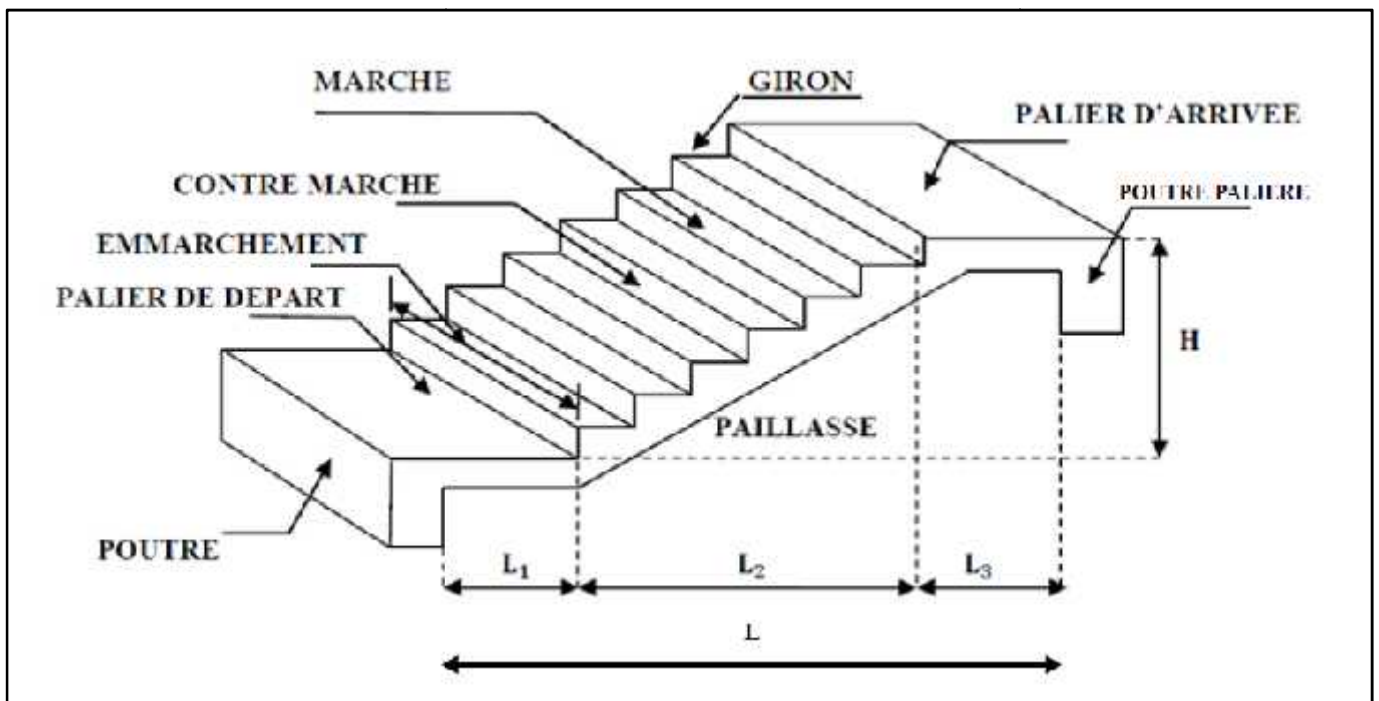


Figure III.18: Schéma d'escalier

**g** : giron.

**h** : hauteur de la contre marche.

**e** : épaisseur de la paillasse et du palier.

**H** : hauteur d'une volée.

**L<sub>1</sub>** : portée projetée de la paillasse.

**L<sub>2</sub>** : largeur du palier.

**L** : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

### III.4.2 Calcul de l'escalier

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers telle que l'escalier menant du sous sol aux étages courant passant par le RDC et l'étage de service comporte deux types d'escaliers, le premier a des marches droites à trois volées coupées par deux paliers intermédiaire en RDC et en sous sol, le deuxième des marches droites à deux volées coupées par un palier intermédiaire en étages courant.

Et l'autre cage d'escalier menant le RDC à l'étage de service comporte des marches droites à trois volées avec deux paliers intermédiaire sont exemplaire avec celle de RDC à la première cage d'escalier.

Pour les dimensions des marches (**g**) et contre marches (**h**) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

– **La Formule de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm.}$$

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$$

**g** : Le giron

**h** : Hauteur de la marche

#### 1) Calcul des escaliers de RDC et de sous sol

##### A) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

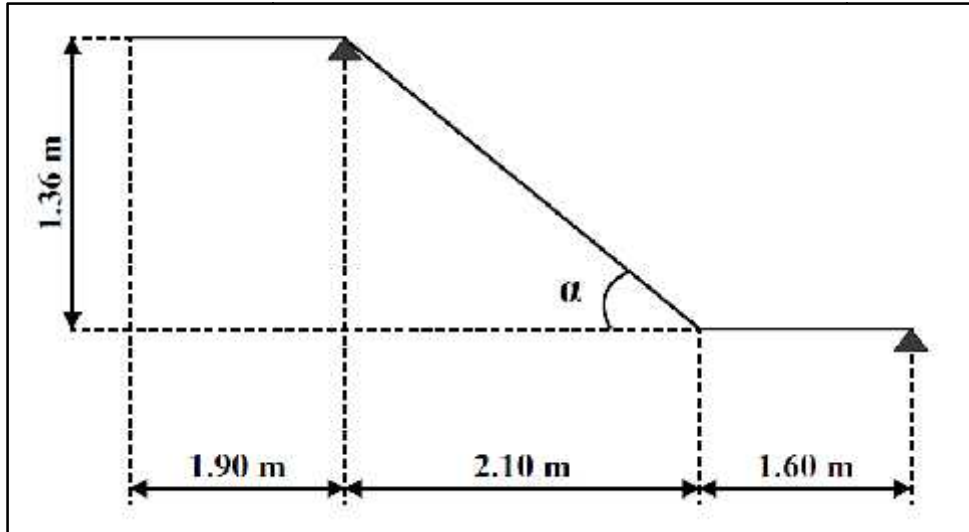


Figure III.19 : Schéma statique d'escalier

➤ **Le nombre de contremarches (n)**

Hauteur de la volée :  $H = 1.36 \text{ m}$

Hauteur de la contre marche  $h$  : 14 cm     $h = 18 \text{ cm}$

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

Donc :  $n = \frac{H}{h} = \frac{1}{1} = 8$

Le nombre de contres marches est :  $n = 8$

➤ **Le nombre de marches (m)**

$$\begin{aligned} m &= n - 1 \\ m &= 8 - 1 \\ m &= 7 \text{ marches.} \end{aligned}$$

➤ **Le giron :**

$$\begin{aligned} g &= \frac{L_2}{n-1} = \frac{2}{7} \\ g &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

) **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \quad 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad 66 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Dimension de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{3} \leq e_p \leq \frac{L_0}{2}$$

Avec :  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse

➤ **Angle d'inclinaison :**

$$\begin{aligned} \text{tg } \alpha &= \frac{H}{L_2} = \frac{1.36}{2.1} = 0.648 \\ &= 32.93^\circ \end{aligned}$$

$$l = \frac{L_2}{\text{c} \alpha} = \frac{2.1}{\text{c} 32.9} = 2.5 \text{ m}$$

l : la longueur inclinée du paillasse

➤ **Longueur réelle de la paillasse**

) Volée :

$$L_0 = L_1 + l$$

$$L_0 = 1.6 + 2.5 = 4.1 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{3} \quad e_p \quad \frac{L_0}{2} \qquad \frac{4}{3} \quad e_p \quad \frac{4}{2}$$

$$13.67 \text{ cm} \quad e_p \quad 20.5 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de :  $e_p = 17 \text{ cm}$

**B) Détermination des charges et surcharges**

➤ **Charges permanentes**

- **Palier**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Dalle en béton	15	25	3.75
<b>G totale</b>				<b>5.33</b>

**Tableau III.9 : Charge permanente du palier**

- **Paillasse**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Marches	17	25	2.125
7	Paillasse	17	25	5.06
8	Garde corps	/	/	0.2
<b>G totale</b>				<b>8.965</b>

**Tableau III.10 : charge permanente de la volée**

➤ **Surcharges d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

**C) Combinaisons de charge et surcharge**

- à **ELU** :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

) La paillasse :

$$q_{1u} = (1.35 \times 8.965 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.853 \text{ KN/ml}$$

) le palier :

$$q_{2u} = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.945 \text{ KN/ml}$$

- à **ELS** :

$$q_s = G + Q$$

) La paillasse :

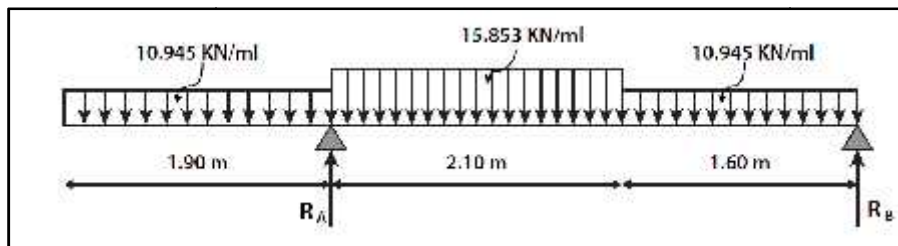
$$q_{1s} = (8.965 + 2.5) \times 1 = 11.465 \text{ KN/ml}$$

) le palier :

$$q_{2s} = (5.33 + 2.5) \times 1 = 7.83 \text{ KN/ml}$$

**D) Calcul des efforts internes à l'ELU**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M



**Figure III.20 : diagramme des efforts à l'ELU**

|) Les réactions d'appuis

$$F/y = 0$$

$$((- 10.945) \times 1.90) + R_A - (15.853 \times 2.10) - (10.945 \times 1.60) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (15.853 \times 2.10) + (10.945 \times 1.60) + (10.945 \times 1.90)$$

$$R_A + R_B = 71.599 \text{ KN/ml}$$

$$M/A = 0$$

$$R_B \times 3.7 - [(10.945 \times 1.60) \times 2.90] - [(15.853 \times 2.10) \times 1.05] - [(10.945 \times 1.90) \times 0.95] = 0$$

$$R_B = 28.512 \text{ KN}$$

$$R_A = 71.599 - R_B$$

$$R_A = 43.087 \text{ KN}$$

III) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

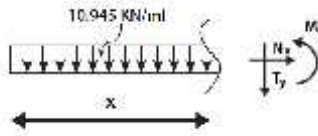
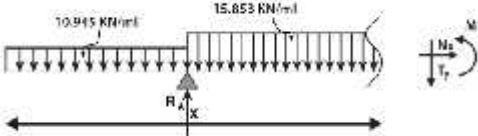
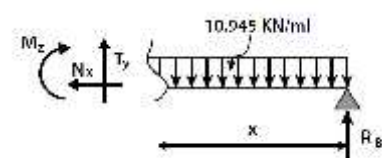
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T <sub>y</sub> (KN)
	0 x 1.90	-10.945x	0	0
			1.90	- 20.795
	1.90 x 4.00	-15.853x + 52.412	1.90	22.291
			4.00	- 11
	0 x 1.60	10.945x - 28.512	0	- 28.512
			1.6	- 11

Tableau III.11 : les efforts tranchants à l'ELU

- Moments fléchissant

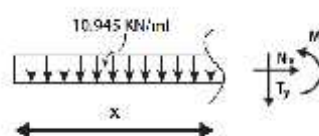
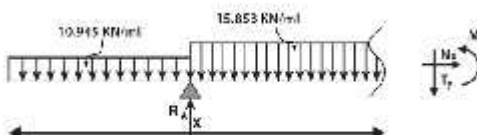
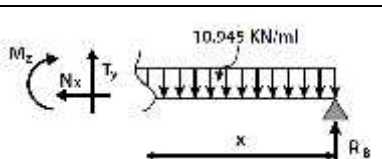
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
	0 x 1.90	- 5.472 x <sup>2</sup>	0	0
			1.90	-19.755
	1.90 x 4.00	-7.926x <sup>2</sup> +52.413x-90.724	1.90	-19.755
			4.00	- 7.888
	0 x 1.60	- 5.472 x <sup>2</sup> + 28.512x	0	0
			1.6	31.611

Tableau III.12 : les moments fléchissant à l'ELU

## - Moments maximum

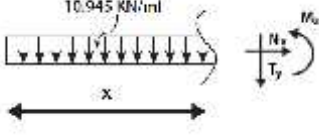
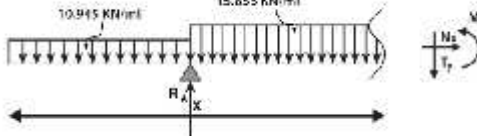
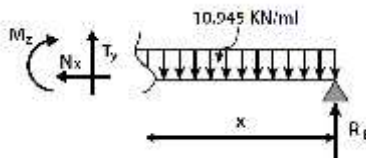
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{d}{d} = 0$	x (m)	$M_z^m$ (KN.m)
	0 x 1.90	$-10.945x = 0$	0	0
	1.90 x 4.00	$-15.853x + 52.413 = 0$	3.31	-4.075
	0 x 1.60	$-10.945x + 28.512 = 0$	2.605	37.14

Tableau III.13 : les moments maximum à l'ELU

On a le moment max c'est :  $M_z^{\max} = 37.14 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^m$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- ) **Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 37.14 = -11.142 \text{ KN.m}$
- ) **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 37.14 = 31.569 \text{ KN.m}$

## Diagramme des efforts internes

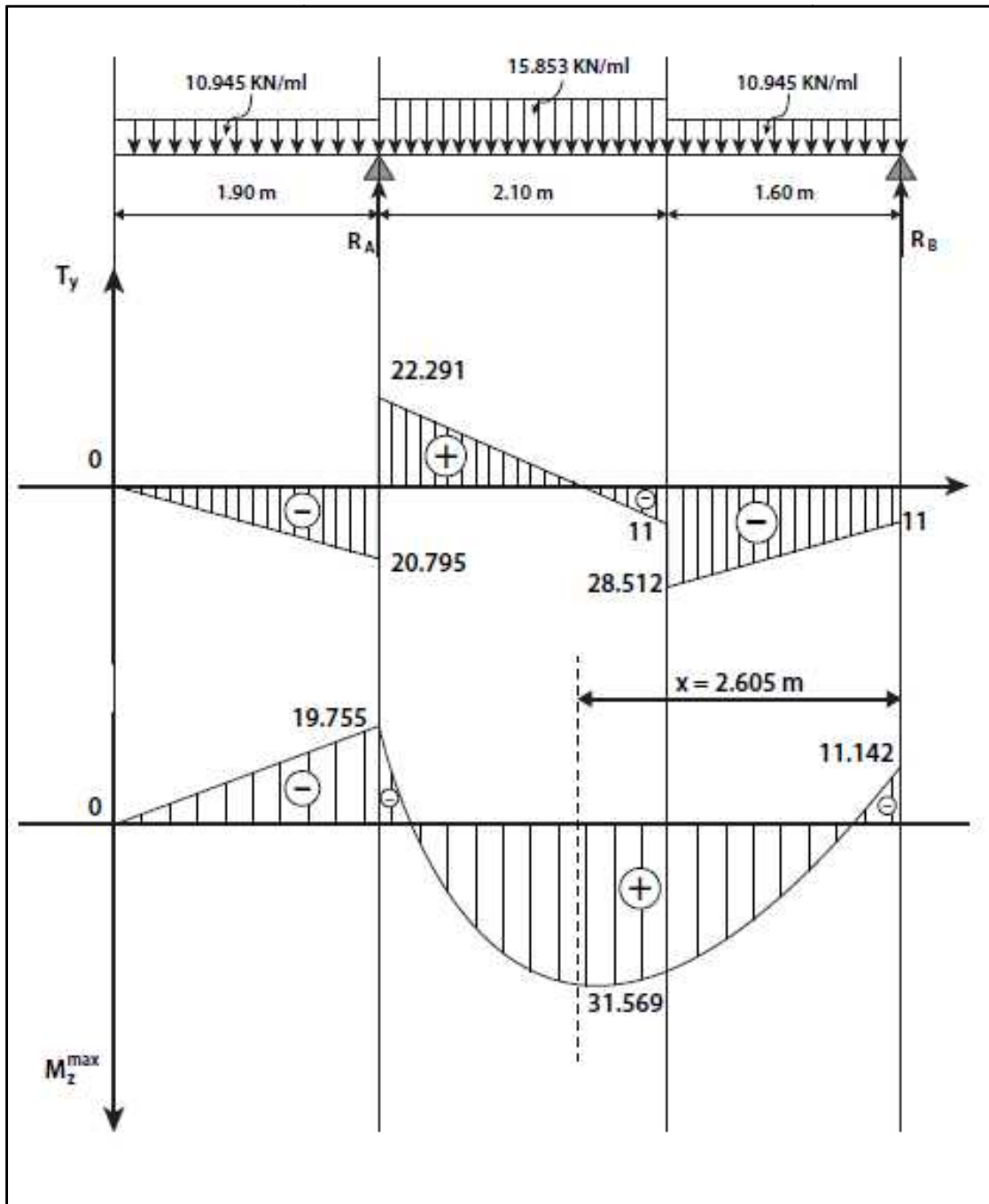
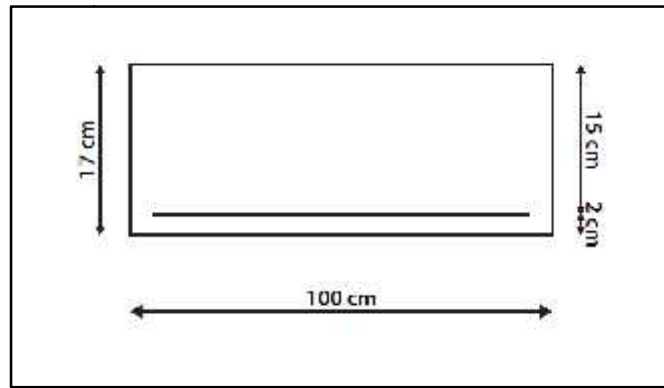


Fig. III.21 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

## E) Calcul des armatures à ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



➤ Aux appuis :  $M_{uap} = 19.755 \text{ KN.m}$

) Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_D} = \frac{1.7 \times 10^3}{1 \times 10^2 \times 15^2 \times 1.2} = 0.062 < \mu_I = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.062 \rightarrow \mu = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.7 \times 10^3}{0.9 \times 10 \times 3} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 15 cm**

) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.7}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20 cm**

➤ En travée :  $M_{ut} = 31.569 \text{ KN.m}$

) Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_D} = \frac{3.15 \times 10^3}{1 \times 10^2 \times 15^2 \times 1.2} = 0.098 < \mu_I = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.098 \rightarrow \mu = 0.948$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.15 \times 10^3}{0.9 \times 10 \times 3} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15cm**

) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.7}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 20 cm**

## F) LES Vérifications à l'ELU

## a) Réparation des barres

## ) Armatures principales

$$S_t^{\text{TM}} \text{ Min (3h; 33 cm)} = 33 \text{ cm}$$

- Appui :  $S_t = 15 \text{ cm}^{\text{TM}} 33 \text{ cm}$  (condition vérifiée)
- Travée :  $S_t = 15 \text{ cm}^{\text{TM}} 33 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

## ) Armatures de réparation

$$S_t^{\text{TM}} \text{ Min (4h; 45 cm)} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm}^{\text{TM}} 45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm}^{\text{TM}} 45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

## b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

## - En travées

$$A \mid A_{\min} \times \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 \mid 100 \mid 15 \mid 2.1}{400} \times 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

## - Aux appuis

$$A \mid A_{\min} \times \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 \mid 100 \mid 15 \mid 2.1}{400} \times 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

## c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\ddagger_u \times \frac{T_u}{b d} \quad \bar{\ddagger}_u \times \min \left\{ \frac{0.2}{\chi_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$u \times \frac{28.512 \mid 10^3}{150 \mid 10^3} \times 0.190 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\ddagger}_u \times \min \left\{ \frac{0.2}{\chi_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.190 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \varnothing_Q < \bar{\varnothing}_Q \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

## ▪ Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que :  $T_u^{\text{TM}} 0.4 b . a . \frac{f_{c28}}{\chi_b}$  Avec :  $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900 \text{ KN} \quad T_u = 28.512 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq (T_u \Gamma \frac{M_{ap}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$$

$$(28.512 \Gamma \frac{19.755}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400} \times 0.112$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.112 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

e) **Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se}^{TM} \times \tau_{s, f_{t28}} = 1.5 \times 2.1 \times 3.15 \text{ MPa}$

Avec :  $\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \times u_i}$

$u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.512 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.121 \text{ MPa}$$

$$1.121 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art A6.1.2.1)**

$$l_s \geq \frac{f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \tau_{s, f_{t28}}$$

$$\tau_{s, f_{t28}} = 1.5 \quad \text{et} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

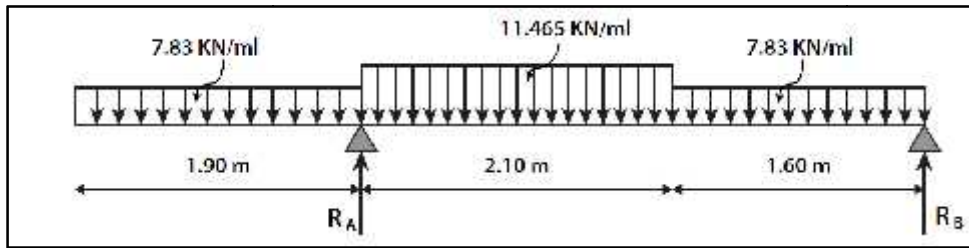
Les règles de BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

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

**G) Calcul des efforts internes à l'ELS**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M



**Fig.III.22 : diagramme des efforts à l'ELS**

**I) Les réactions d'appuis**

$$\sum F_y = 0$$

$$((- 7.83) \times 1.90) + R_A - (11.465 \times 2.10) - (7.83 \times 1.60) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (11.465 \times 2.10) + (7.83 \times 1.60) + (7.83 \times 1.90)$$

$$R_A + R_B = 51.482 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B \times 3.7 - [(7.83 \times 1.60) \times 2.90] - [(11.465 \times 2.10) \times 1.05] - [(7.83 \times 1.90) \times 0.95] = 0$$

$$R_B = 20.472 \text{ KN}$$

$$R_A = 51.482 - R_B$$

$$R_A = 31.01 \text{ KN}$$

**III) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

**- Efforts tranchants**

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T <sub>y</sub> (KN)
	0 x 1.90	-7.83x	0	0
			1.90	- 14.877
	1.90 x 4.00	-11.465x + 37.916	1.90	16.132
			4.00	-7.944
	0 x 1.60	7.83x - 20.472	0	- 20.472

**Tableau III.14 : les efforts tranchants à l'ELS**

- Moments fléchissant

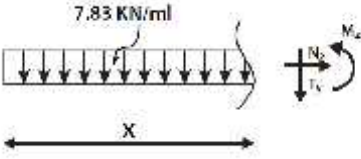
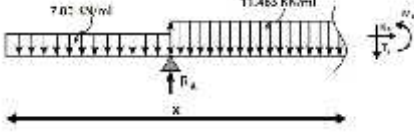
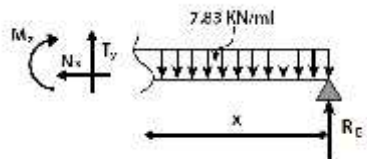
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
	0 x 1.90	$- 3.915 x^2$	0	0
			1.90	-14.133
	1.90 x 4.00	$-5.732x^2+38.258x-65.48$	1.90	-13.482
			4.00	- 4.16
	0 x 1.60	$- 3.915 x^2 + 20.472x$	0	0
			1.6	22.733

Tableau III.15 : les moments fléchissant à l'ELS

- Moments maximum

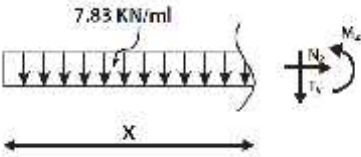
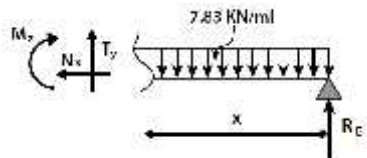
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{d}{d} = 0$	x (m)	M <sub>z</sub> <sup>m</sup> (KN.m)
	0 x 1.90	$- 7.83x = 0$	0	0
			1.90 x 4.00	$- 11.465x + 38.258 = 0$
	0 x 1.60	$- 7.83x + 20.472 = 0$	2.61	26.762

Tableau III.16 : les moments maximum à l'ELS

On a le moment max c'est :  $M_z^{\max} = 26.762 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^m$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- ) **Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 26.762 = -8.029 \text{ KN.m}$
- ) **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 26.762 = 22.748 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes**

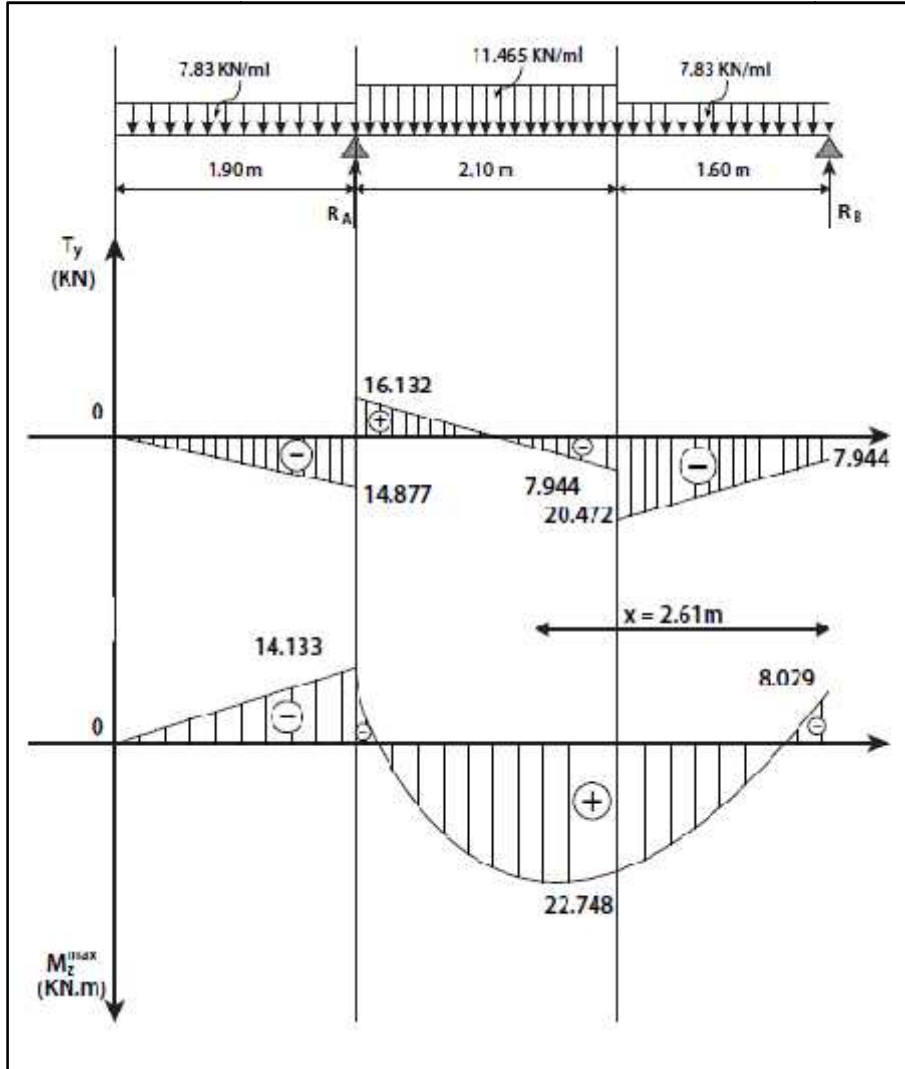


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**H) Vérifications à ELS**

**a) Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{TM} \leq \sigma_{bc}^{TM}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{t28} = 0.6 \times 21 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{K_1}$$

avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^m}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$J \text{ En travée : } \partial_1 = \frac{1 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{1 \cdot 6.7}{1 \cdot 1} = 0.450$$

$$\partial_1 = 0.450 \rightarrow \rho = 0.898 \rightarrow k_1 = 34.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{22.748 \cdot 1^3}{0.8 \cdot 1 \cdot 6.7} = 249.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{249.084}{34.02} = 7.322 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.322 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc}^{TM} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$J \text{ Aux appuis : } \partial_1 = \frac{1 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{1 \cdot 4.7}{1 \cdot 1} = 0.316$$

$$\partial_1 = 0.316 \rightarrow \rho = 0.912 \rightarrow k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.1 \cdot 1^3}{0.9 \cdot 1 \cdot 4.7} = 219.344 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219.3}{41.82} = 5.245 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.245 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc}^{TM} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

**Conclusion :** Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

#### b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

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

**h :** Hauteur de la poutre.

**L :** Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

**f<sub>e</sub> :** Limite d'élasticité de l'acier

**A :** Section d'armature en travée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

**M<sub>t</sub> :** Moment max en travée

**M<sub>0</sub> :** Moment max isostatique

**Vérification**

$$\frac{h}{L} \times \frac{17}{370} \times 0.0459 \times \frac{1}{16} \times 0.06 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

**Calcul de la flèche**

On va vérifier la formule suivante :

$$f^{TM} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{q_s^m l^4}{E_v I} \times \bar{f}$$

Avec :

**I** : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 6.78} = 8.867 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.867 = 8.133 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 8.133 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_t (Y_2 - c)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times (8.867^3 + 8.133^3) + 15 \times 6.78 \times (8.133 - 2)^2 = 44995.95 \text{ cm}^4$$

$$I = 44995.95 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c2}} \quad \text{avec: } f_{c2} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{1.4 \times (3.7)^4 \times 10^6}{1.8 \times 4.9} = 0.057 \text{ cm}$$

$$f = 0.057 \text{ cm} \times \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{(La flèche est vérifiée)}$$

**L'escalier sera ferrailé comme suit**

- **Aux appuis**
  - **Armature principale : A<sub>p</sub> = 6HA10** avec un espacement de **e = 15 cm**
  - **Armature répartition : A<sub>r</sub> = 5HA8** avec un espacement de **e = 20 cm**
- **En travées**
  - **Armature principale : A<sub>p</sub> = 6HA12** avec un espacement de **e = 15 cm**
  - **Armature répartition : A<sub>r</sub> = 5HA8** avec un espacement de **e = 20 cm**

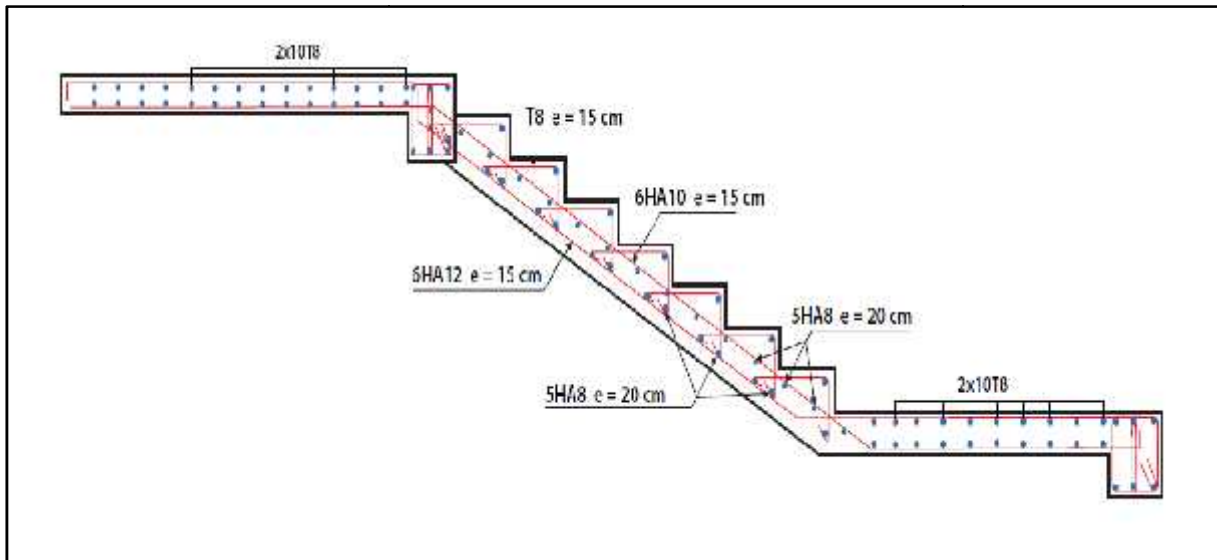


Figure III.24 : schéma de ferrailage des escaliers

2) Calcul des escaliers d'étage courant

A) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

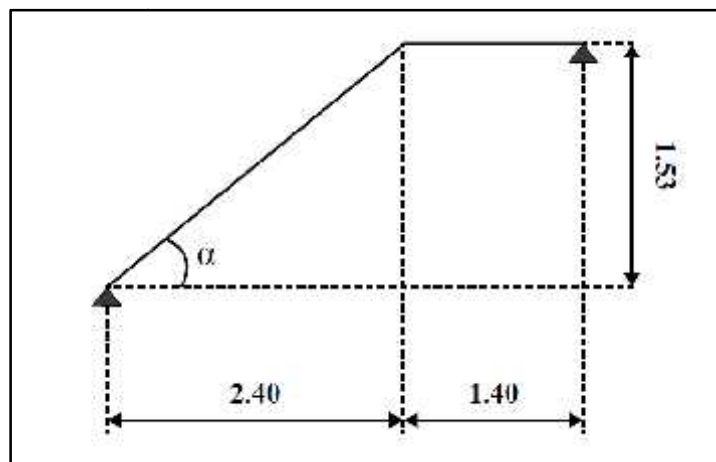


Figure III.25 : Schéma statique d'escalier

➤ Le nombre de contremarches (n)

Hauteur de la volée :  $H = 1.53$  cm

Hauteur de la contre marche h :      14 cm      h      18 cm

On prend :  $h = 17$ cm

Donc :  $n = \frac{H}{h} = \frac{1}{1} = 9$

Le nombre de contres marches est :  $n = 9$

➤ **Le nombre de marches (m)**

$$m = n - 1$$

$$m = 9 - 1$$

$$m = 7 \text{ marches.}$$

➤ **Le giron**

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{2}{8}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

) **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \quad 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad 66 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Dimension de la paille**

L'épaisseur de la paille ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{3} \quad e_p \quad \frac{L_0}{2}$$

Avec :

$L_0$  : longueur du palier et de la paille

➤ **Angle d'inclinaison**

$$\begin{aligned} \text{tg} \quad &= \frac{H}{L_2} = \frac{1.5}{2.4} = 0.6375 \\ &= 32.52^\circ \end{aligned}$$

$$l = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52^\circ} = 2.846 \text{ m}$$

$l$  : la longueur inclinée du paille

➤ **Longueur réelle de la paille**) **Volée**

$$L_0 = L_1 + l$$

$$L_0 = 1.4 + 2.846 = 4.246 \text{ m}$$

$$\begin{array}{ccc} \frac{L_0}{3} & e_p & \frac{L_0}{2} \\ \frac{4.246}{3} & & \frac{4.246}{2} \\ 14.15 \text{ cm} & e_p & 21.23 \text{ cm} \end{array}$$

On adopte une épaisseur de :  $e_p = 17 \text{ cm}$

## B) Détermination des charges et surcharges

### ➤ Charges permanentes

#### - Palier

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Dalle en béton	15	25	3.75
<b>G totale</b>				<b>5.33</b>

Tableau III.17 : Charge permanente du palier

#### - Paillasse

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Marches	17	25	2.125
7	Paillasse	17	25	5.04
8	Garde corps	/	/	0.2
<b>G totale</b>				<b>8.945</b>

Tableau III.18 : charge permanente de la volée

### ➤ Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

#### Combinaisons de charge et surcharge

- à ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

) La paillasse :  $q_{1u} = (1.35 \times 8.945 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.826 \text{ KN/ml}$

) le palier :  $q_{2u} = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.945 \text{ KN/ml}$

- à ELS  $q_s = G + Q$

) La paillasse :  $q_{1s} = (8.945 + 2.5) \times 1 = 11.445 \text{ KN/ml}$

) le palier :  $q_{2s} = (5.33 + 2.5) \times 1 = 7.83 \text{ KN/ml}$

C) Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

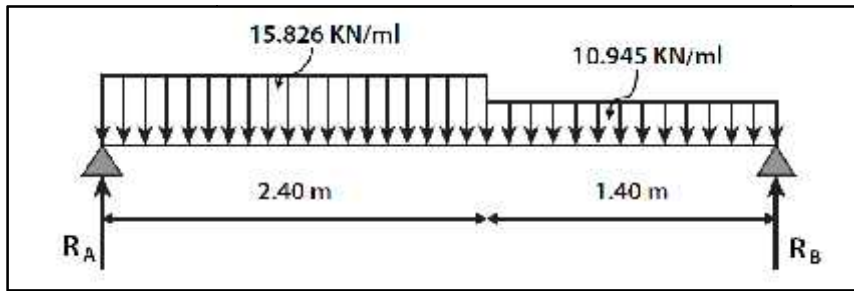


Figure III.26 : diagramme des efforts à l'ELU

I) Les réactions d'appuis :

$$\begin{aligned}
 \sum F_y = 0 & \quad R_A - (15.826 \times 2.40) - (10.945 \times 1.40) + R_B = 0 \\
 R_A + R_B & = (15.826 \times 2.40) + (10.945 \times 1.40) \\
 R_A + R_B & = 53.305 \text{ KN/ml}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_A = 0 & \quad R_B \times 3.8 - [(10.945 \times 1.40) \times 3.10] - [(15.826 \times 2.40) \times 1.20] = 0 \\
 R_B & = 24.495 \text{ KN} \\
 R_A & = 53.305 - R_B \\
 R_A & = 28.81 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

III) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T <sub>y</sub> (KN)
	0 x 2.4	-15.826x + 28.81	0	28.81
			2.4	-9.172
	0 x 1.40	10.945x - 24.495	0	-24.495
			1.4	-9.172

Tableau III.19 : les efforts tranchants à l'ELU

- Moments fléchissant

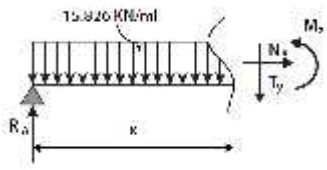
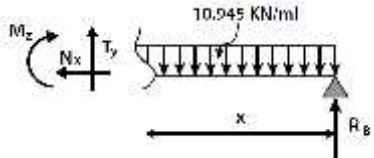
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
	0 x 2.4	$-7.913x^2 + 28.81x$	0	0
			2.4	23.565
	0 x 1.40	$-5.472x^2 + 24.495x$	0	0
			1.4	23.565

Tableau III.20 : les moments fléchissant à l'ELU

- Moments maximum

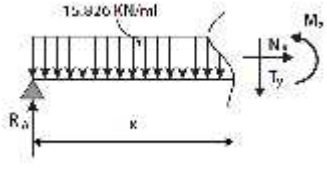
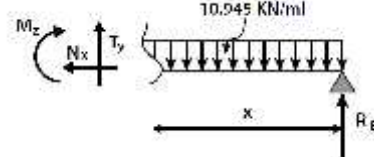
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{d}{d} = 0$	x (m)	M <sub>z</sub> <sup>m</sup> (KN.m)
	0 x 2.4	$- 15.826x + 28.81 = 0$	1.82	26.223
			2.24	27.41
	0 x 1.40	$- 10.945x + 24.495 = 0$	2.24	27.41
			2.24	27.41

Tableau III.21 : les moments maximum à l'ELU

On a le moment max c'est :  $M_z^{\max} = 27.41 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

)] Moment aux appuis :  $M_a = - 0.3 M_z^{\max} = - 0.3 \times 27.41 = -8.223 \text{ KN.m}$

)] Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 27.41 = 23.298 \text{ KN.m}$

## - Diagramme des efforts internes

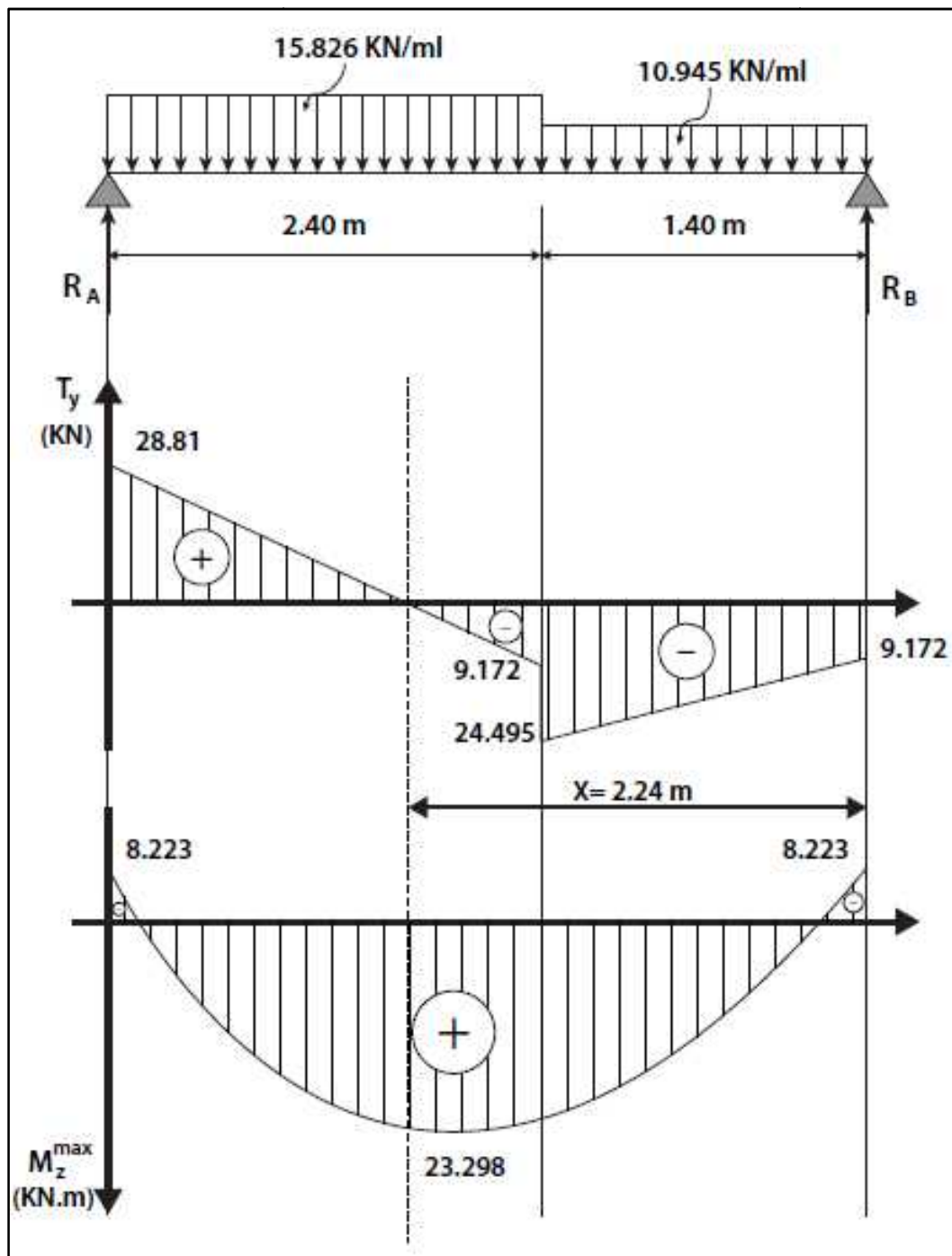
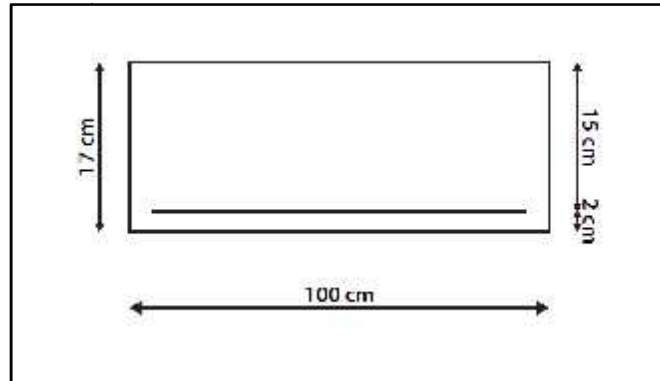


Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

### D) Calcul des armatures à ELU

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



➤ **Aux appuis** :  $M_{uap} = 8.223 \text{ KN.m}$

) **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{8.2 \times 10^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.026 \rightarrow \mu_s = 0.987$$

$$A_d = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.2 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 1.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

) **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_d}{4} = \frac{3.9}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**

➤ **En travée**

$$M_{ut} = 23.298 \text{ KN.m}$$

) **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{2.2 \times 10^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.072 \rightarrow = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.2 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 4.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** avec **St = 20 cm**

) **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.6}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25 cm**

**E) LES Vérifications à l'ELU**

**g) Réparation des barres**

) **Armatures principales**

$$S_t \text{ TN Min (3h; 33 cm)} = 33 \text{ cm}$$

**Appui :**  $S_t = 20 \text{ TN } 33 \text{ cm}$  **(condition vérifiée)**

**Travée :**  $S_t = 20 \text{ TN } 33 \text{ cm}$  **(condition vérifiée)**

) **Armatures de répartition**

$$S_t \text{ TN Min (4h; 45 cm)} = 45 \text{ cm}$$

▪ **Appui :**  $S_t = 25 \text{ TN } 45 \text{ cm}$  **(condition vérifiée)**

▪ **Travée :**  $S_t = 25 \text{ TN } 45 \text{ cm}$  **(condition vérifiée)**

**h) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**

▪ **En travées**

$$A \geq A_{\min} \times \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 \left| \frac{100}{400} \right| \frac{15}{400} \left| \frac{2.1}{400} \right|}{1} \times 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$  **(condition vérifiée)**

▪ **Aux appuis**

$$A \geq A_{\min} \times \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 \left| \frac{100}{400} \right| \frac{15}{400} \left| \frac{2.1}{400} \right|}{1} \times 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$  **(condition vérifiée)**

**i) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22)**

$$\tau_u \leq \tau_{u, \min} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{28.81 \times 10^3}{150 \times 10^3} = 0.192 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\tau_{u, \min} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.192 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \sigma < \bar{\sigma} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**j) Influence de l'effort tranchant aux appuis**

▪ **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :  $T_u \leq 0.4b.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :  $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900$$

$$T_u = 28.81 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :  $A_s \geq (T_u \Gamma \frac{M_{ap}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$(28.81 \Gamma \frac{8.223}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400} = 0.110$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0.110 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**k) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{s, f_{t28}} = 1.5 \times 2.1 \times 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot u_i}$$

avec :

$u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$u_i = n \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{28.81 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 150 \cdot 157} = 1.359 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 1.359 \text{ MPa} < \sigma_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

**i) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)**

$$l_s \geq \frac{\sigma_{se}}{4 \tau_{s2}}$$

avec :

$$\tau_{s2} = 0.6 \sqrt{f_{t2}}$$

$$\tau_{s2} = 1.5 \quad \text{et} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{s2} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s \geq \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \cdot 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

soit :

$$L_a = 15 \text{ cm}$$

**F) Calcul des efforts internes à l'ELS**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

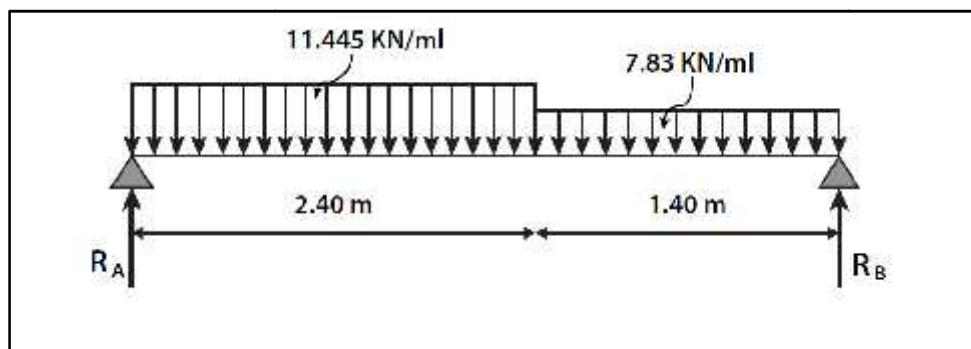


Figure III.28 : diagramme des efforts à l'ELS

I) Les réactions d'appuis

$$F/y = 0$$

$$R_A - (11.445 \times 2.40) - (7.83 \times 1.40) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (11.445 \times 2.40) + (7.83 \times 1.40)$$

$$R_A + R_B = 38.43 \text{ KN/ml}$$

$$M/A = 0$$

$$R_B \times 3.8 - [(7.83 \times 1.40) \times 3.10] - [(11.445 \times 2.40) \times 1.2] = 0$$

$$R_B = 17.617 \text{ KN}$$

$$R_A = 38.43 - R_B$$

$$R_A = 20.813 \text{ KN}$$

III) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T <sub>y</sub> (KN)
	0 x 2.4	-11.445x + 20.813	0	20.813
			2.4	-6.655
	0 x 1.40	7.83x - 17.617	0	- 17.617
			1.4	-6.655

Tableau III.22 : les efforts tranchants à l'ELS

- Moments fléchissant

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
	0 x 2.4	-5.723x <sup>2</sup> + 20.813x	0	0
			2.4	16.986
	0 x 1.40	-3.915x <sup>2</sup> + 17.617x	0	0
			1.4	16.986

Tableau III.23 : les moments fléchissant à l'ELS

## - Moments maximum

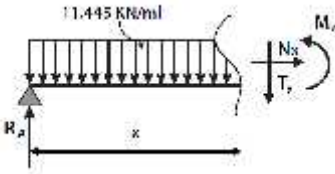
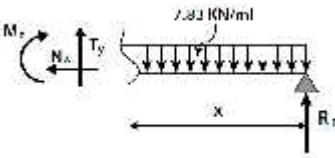
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{d}{d} = 0$	x (m)	$M_z^m$ (KN.m)
	0 x 2.4	$- 11.445x + 20.813 = 0$	1.82	18.923
	0 x 1.40	$- 7.83x + 17.617 = 0$	2.25	19.818

Tableau III.24 : les moments maximum à l'ELS

On a le moment max c'est :  $M_z^{\max} = 19.818 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^m$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

)] **Moment aux appuis :**  $M_a = - 0.3 M_z^{\max} = - 0.3 \times 19.818 = -5.945 \text{ KN.m}$

)] **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 19.818 = 16.845 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes

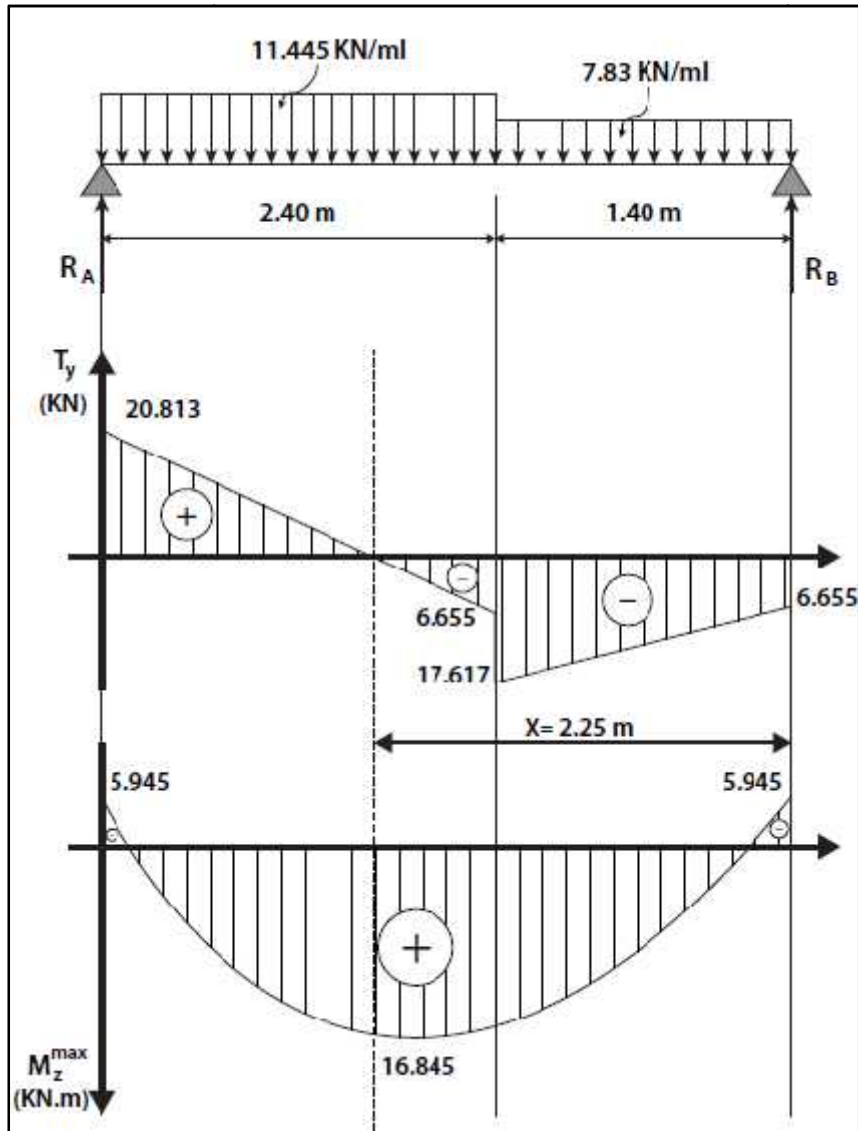


Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

G) Vérifications à ELS

c) Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{TM^-} \leq \sigma_{bc}^{TM^-}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{t28} = 0.6 \times 21 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^m}{\beta_1 x d x A_s}$$

) **En travée**

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{1 \cdot 5.6}{1 \cdot 1} = 0.379$$

$$\rho_1 = 0.379 \rightarrow \rho = 0.905 \rightarrow k_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.8 \cdot 1^3}{0.9 \cdot 1 \cdot 5.6} = 219.625 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2.6}{3.6} = 5.836 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.836 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

) **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{1 \cdot 3.9}{1 \cdot 1} = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \rightarrow \rho = 0.919 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.9 \cdot 1^3}{0.9 \cdot 1 \cdot 3.9} = 110.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{110.02}{4.7} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.35 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

**d) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)**

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

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

**h** : Hauteur de la poutre

**L** : Longueur libre de la plus grande travée

$$\frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier

**A** : Section d'armature en travée

$$\frac{h}{L} \mid \frac{M_t}{10M_0}$$

$M_t$  : Moment max en travée

$M_0$  : Moment max isostatique

### Vérification

$$\frac{h}{L} \times \frac{17}{380} \times 0.0447 \times \frac{1}{16} \times 0.06 \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

### Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f^{TM} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{q_s^m l^4}{E_v I} \times \bar{f}$$

Avec :

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{E_c} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 1 \times A_t d}{b + 1 \times A_t} = \frac{1 \times \frac{1^2}{2} + 1 \times 5.6 \times 1}{1 \times 1 + 1 \times 5.6} = 8.808 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.808 = 8.192 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 8.192 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_A)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times (8.808^3 + 8.192^3) + 15 \times 5.65 \times (8.192 - 2)^2 = 44352.32 \text{ cm}^4$$

$$I = 44352.32 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{cz}} \quad \text{avec : } f_{cz} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{1.4 \times (3.8)^4 \times 1^6}{1.8 \times 4 \times 3} = 0.065 \text{ cm}$$

$$f = 0.065 \text{ cm} \times \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \quad (\text{La flèche est vérifiée})$$

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- Aux appuis :
  - Armature principale :  $A_p = 5HA10$  avec un espacement de  $e = 20$  cm
  - Armature répartition :  $A_r = 4HA8$  avec un espacement de  $e = 25$  cm
- En travées :
  - Armature principale :  $A_p = 5HA12$  avec un espacement de  $e = 20$  cm
  - Armature répartition :  $A_r = 4HA8$  avec un espacement de  $e = 25$  cm

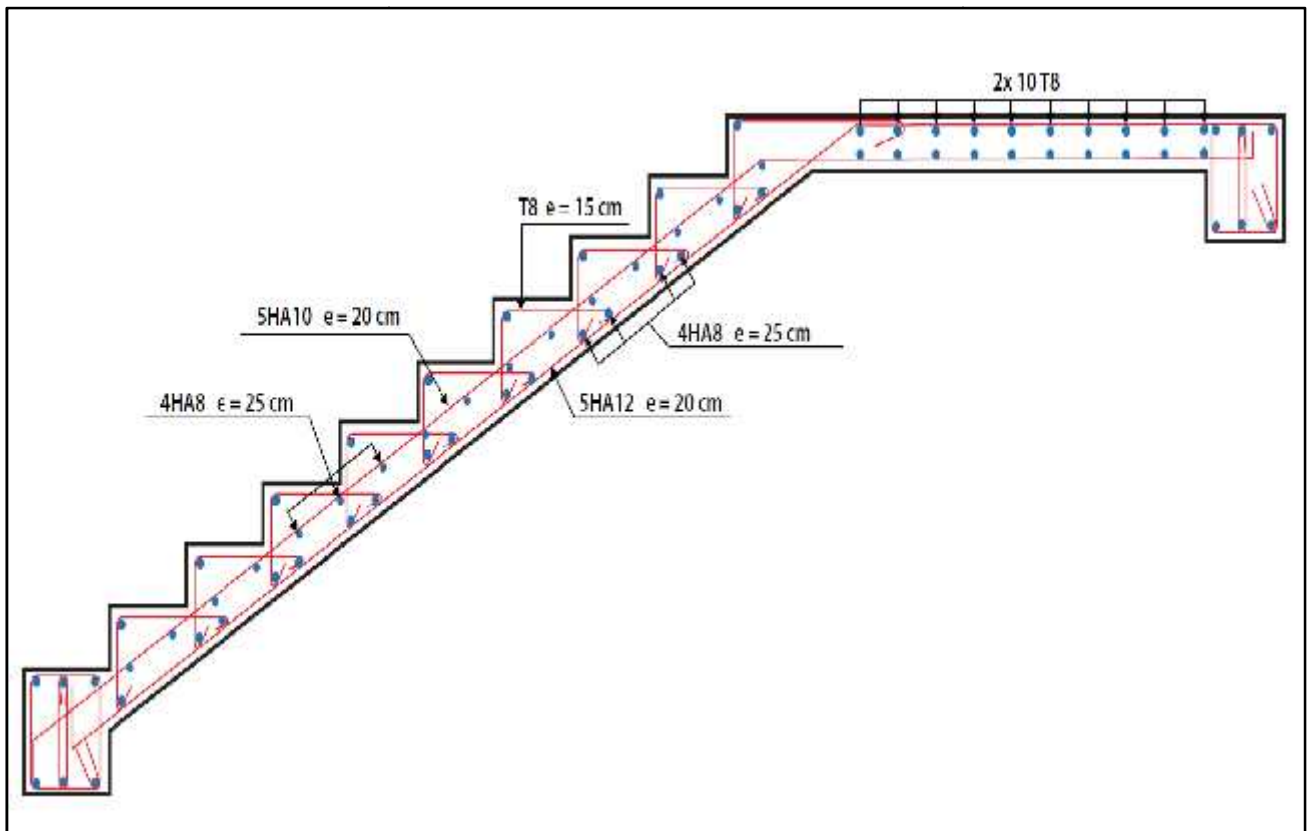


Figure III.30: schéma de ferrillage des escaliers

## Calcul de la poutre palière

### III.5.1 Introduction

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.

Dans notre cas on a deux types de poutre palière défiantes, la première celle des escaliers menant de sous-sol aux étages courantes et la deuxième celle des escaliers menant de RDC à l'étage de service.

### III.5.2 La première poutre palière

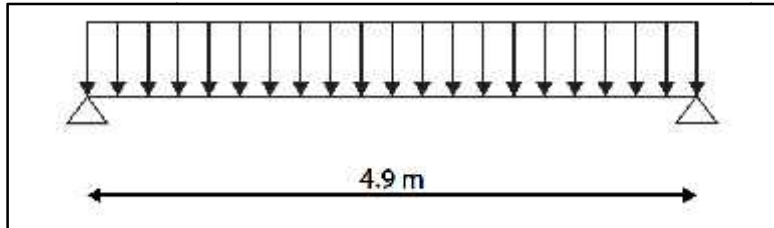


Figure III.31 : schéma statique de la première poutre palière

#### III.5.2.1 Pré-dimensionnement

##### A) Hauteur

La hauteur de la poutre palière 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 nus d'appuis
- $h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 5.35 - 0.45 = 4.90 \text{ m}$$

$$\frac{4}{1} h_t \leq \frac{4}{1} h_t \leq \frac{4}{1} h_t$$

$$32.667 \text{ cm} \leq h_t \leq 49 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 45 \text{ cm}$

##### B) Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

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

D'où :  $18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$

Tenant compte des exigences du RPA 2003 (Art 7.5.1),  $b \geq 20 \text{ cm}$ , on opte pour  $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 45) \text{ cm}^2$$

#### III.5.2.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :

$$G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.45 = 2.812 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du mur extérieur :

$$G_2 = (1.53 - 0.40) \times 2.81 = 3.175 \text{ KN/ml}$$

➤ **Effort tranchant à l'appui :**

- **ELU :**  $R_A = 28.81 \text{ KN}$
- **ELS :**  $R_A = 20.813 \text{ KN}$

### III.5.2.3 Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 (G_1 + G_2) + R_A = 1.35 (2.812 + 3.175) + 28.81 = 36.892 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \times 36.892 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G_1 + G_2) + R_A = (2.812 + 3.175) + 20.813 = 26.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \times 26.8 \text{ KN/ml}$$

### III.5.2.4 Calcul des efforts à L'ELU

) **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{36.892 \times (4.9)^2}{8} = 110.722 \text{ KN.m}$$

) **Effort tranchant**

$$V_u \times V_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36.892 \times 4.9}{2} = 90.385 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

) **Sur appuis**

$$M_a \times 0.3 M_u^{\max} = 0.3 \times 110.722 = 33.217 \text{ KN.m}$$

) **En travée**

$$M_t \times 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 110.722 = 94.114 \text{ KN.m}$$

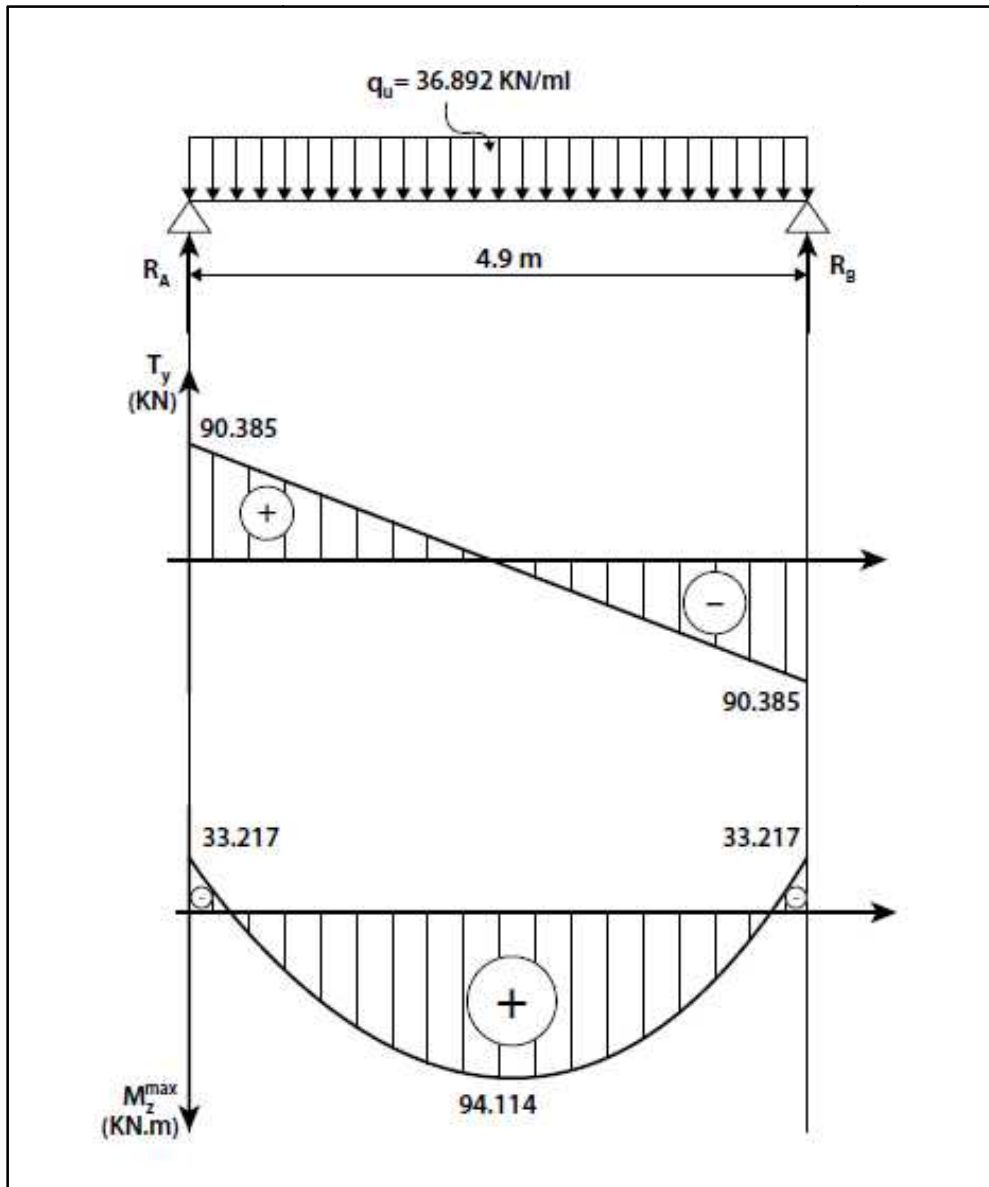


Figure III.32 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

III.5.2.5 Calcul des armatures

) Aux appuis

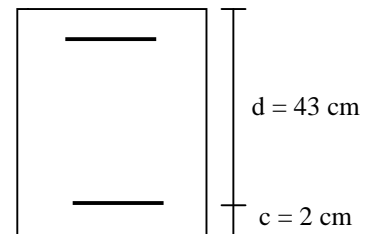
$$\sim X \frac{M_a}{b | d^2 | f_{bc}} X \frac{33.217 | 10^6}{250 | f_{430\text{Å}} | 14.2} X 0.050$$

$$\mu_b X 0.050 \Phi \mu_\ell X 0.392 \quad (\text{Section simplement armée})$$

$$\mu_b X 0.050 | \quad X 0.974$$

$$A_a X \frac{M_a}{| d |_{st}} X \frac{33.217 | 10}{0.974 | 0.43 | 348} X 2.279 \text{cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>



J) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.114 \cdot 10^6}{250 \cdot 430^2 \cdot 14.2} = 0.144$$

$\mu \leq \mu_{\ell}$  (S.S.A)

$$\mu = 0.144 < 0.922$$

$$A_t = \frac{M_t}{d \cdot \sigma_{st}} = \frac{94.114 \cdot 10^6}{0.922 \cdot 0.43 \cdot 348} = 6.821 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 + 3HA14 = 8.01 cm<sup>2</sup>**

### III.5.2.6 Vérification à L'ELU

**A) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 25 \cdot 43 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.298 \text{ cm}^2$$

$A_t = 8.01 \text{ cm}^2 > \Psi A_{\min}$  (Conditions vérifiées)  
 $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > \Psi A_{\min}$

**B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.2.2)**

$$V_u^{\max} = 90.385 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{90.385 \cdot 10^3}{250 \cdot 430} = 0.841 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (Condition vérifiée)

**C) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL99 Art A.6.1.3)**

$$V_u^{\max} = 90.385 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{TM}} = \tau_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

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

Avec :  $U_i = \alpha_n \cdot f_w$

$$\tau_{se} = \frac{90.385 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 430 \cdot 3 \cdot 3.14 \cdot 12} = 2.066 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{TM}}$  (Condition vérifiée)

**D) Calcul des armatures transversales (BAEL99 Art A.7.2.2)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; X_{\min} \right) = \min (12; 12.85; 25) = 12 \text{ mm}$$

On opte pour : 1cadre et étrier en W 8 ( $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ )

▪ **Espacement :**

$$s_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) * X_{\min} = \min (8.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 8.7 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 25 \text{ cm}$

D'après le **RPA2003, Art 7.5.2.2** l'espacement doit vérifier

- **Zone nodale**

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12W \right) = \min (8.75 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante (travée)**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}, \text{ Soit } s_t = 20 \text{ cm}$$

**E) Ancrage des barres aux appuis**

$$l_s \leq X \frac{W \cdot f_e}{4 f_{se}}$$

Avec :  $f_{se} = 0.6 E_s^2 f_{t28} = 2.835$

$s = 1.5$  et  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$l_s \leq X \frac{1 | 400}{4 | 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit :  $l_s = 35 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL91 /modifié99** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4 l<sub>s</sub>** pour les aciers haute adhérence.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 | 35 = 14 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_a = 15 \text{ cm}$$

III.5.2.7 calcul à L'ELS

$$q_s \times 20.813 \text{ KN/ml}$$

A) Moment isostatique

$$M_s \times M_s^{\max} \times \frac{q_s}{8} \times \frac{L^2}{8} \times \frac{20.813}{8} \times \frac{(4.9)^2}{8} \times 62.465 \text{ KN.m}$$

B) Effort tranchant

$$V_s \times V_s^{\max} \times \frac{q_s}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{20.813}{2} \times \frac{4.9}{2} \times 50.991 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

) Sur appuis

$$M_{sa} \times 0.3M_s^{\max} \times 0.3 \times 62.465 \times 18.739 \text{ KN.m}$$

) En travée

$$M_{st} \times 0.85M_s^{\max} \times 0.85 \times 62.465 \times 53.095 \text{ KN.m}$$

C) Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant

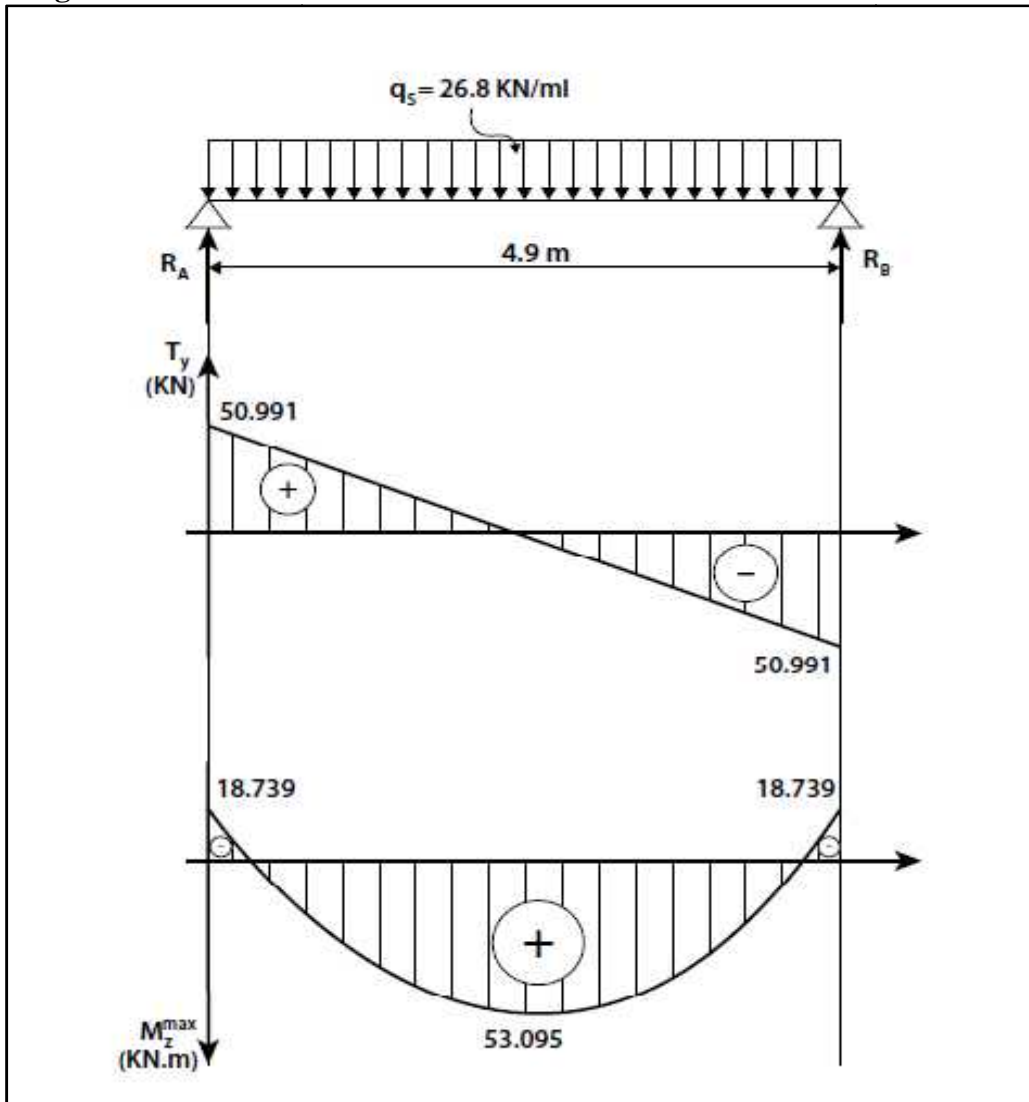


Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS

**III.5.2.8 Vérifications à L'ELS**

**A) Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_s} y_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

) **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{100}{b} \frac{M_a}{d} = \frac{100}{25} \frac{3.39}{43} = 0.315$$

$$\sigma_{bc} = \frac{100}{b} \frac{M_a}{d} = \frac{100}{25} \frac{0.912}{43} = 0.82$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{I_s} y_{bc} = \frac{18.739 \times 10^6}{0.912 \times 3.39 \times 430 \times 10^2} = 140.956 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{41.82} \times 140.956 \times 3.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.37 \text{ MPa} < \Phi \sigma_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

) **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{100}{b} \frac{M_t}{d} = \frac{100}{25} \frac{8.01}{43} = 0.745$$

$$\sigma_{bc} = \frac{100}{b} \frac{M_t}{d} = \frac{100}{25} \frac{0.875}{43} = 0.82$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{I_s} y_{bc} = \frac{53.095 \times 10^6}{0.875 \times 8.01 \times 10^2 \times 430} = 176.175 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25} \times 176.175 \times 7.047 \text{ MPa} < \Phi \sigma_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**B) Vérification de la flèche**

Les règles (**BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_c} \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{\ell} \times \frac{45}{490} \times 0.092 \Psi \frac{1}{16} \times 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{\ell} \times 0.092 \Psi \frac{M_t}{10 | M_0} \times \frac{53.095}{10 | 62.465} \times 0.085 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{A_t}{b | d} \times \frac{8.01}{25 | 43} \times 0.00745 \text{ TM} \frac{4.2}{400} \times 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

### C) Etat limite d'ouverture des fissures

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

### III.5.3 Calcul de la deuxième poutre palière

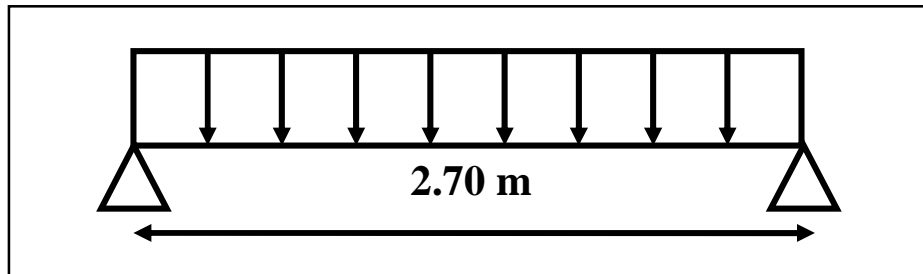


Figure III.34 : schéma statique de la première poutre palière

#### III.5.3.1 Pré-dimensionnement

##### A) Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \text{ TM} h_t \text{ TM} \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
- $h_t$  : Hauteur de la poutre

$$\frac{L_{\max}}{1} = 2.70 \text{ m}$$

$$\frac{2}{1} h_t \frac{2}{1}$$

$$18 \text{ cm} \quad h_t \quad 27 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### B) Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \quad b \quad 0.7 h_t$$

D'où :  $12 \text{ cm} \quad b \quad 21 \text{ cm}$

Tenant compte des exigences du RPA 2003 (Art 7.5.1),  $b = 20$  cm, on opte pour  $b = 25$  cm

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

### III.5.3.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :

$$G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du mur extérieur :

$$G_2 = (1.53 - 0.30) \times 2.81 = 3.456 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Effort tranchant à l'appui

- ELU :

$$R_A = 28.81 \text{ KN}$$

- ELS :

$$R_A = 20.813 \text{ KN}$$

### III.5.3.3 Combinaison de charges

ELU :

$$q_u = 1.35 (G_1 + G_2) + R_A = 1.35 (1.875 + 3.456) + 28.81 = 36.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \times 36.01 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G_1 + G_2) + R_A = (1.875 + 3.456) + 20.813 = 26.144 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \times 26.144 \text{ KN/ml}$$

### III.5.3.4 Calcul des efforts à L'ELU

#### ) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{36.01 \times (2.7)^2}{8} = 32.814 \text{ KN.m}$$

#### ) Effort tranchant

$$V_u \times V_u^{\max} \times \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{36.01 \times 2.70}{2} \times 48.613 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

#### ) Sur appuis :

$$M_a \times 0.3 M_u^{\max} \times 0.3 \times 32.814 \times 9.844 \text{ KN.m}$$

#### ) En travée :

$$M_t \times 0.85 M_u^{\max} \times 0.85 \times 32.814 \times 27.892 \text{ KN.m}$$

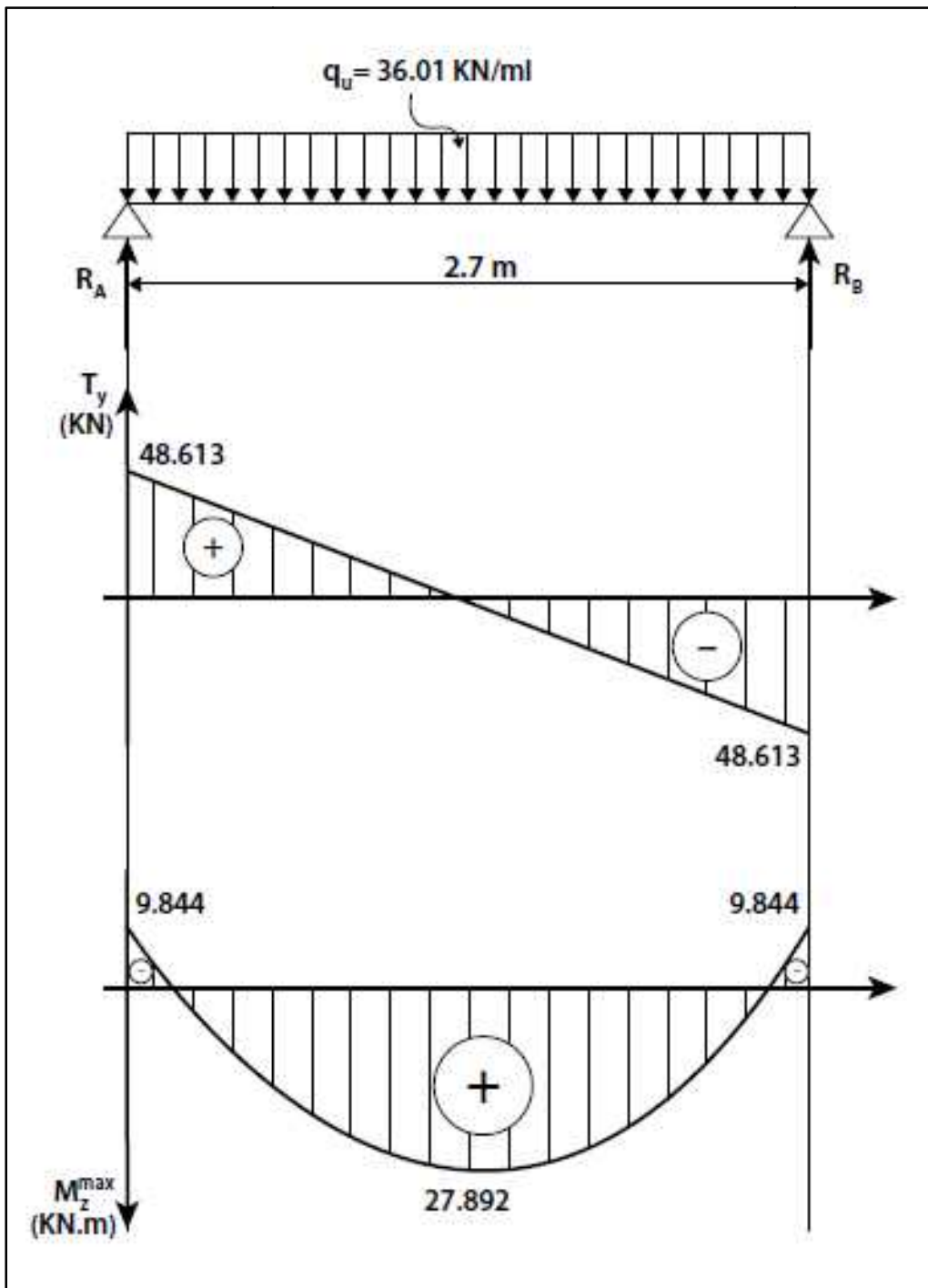


Figure III.35 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

III.5.3.5 Calcul des armatures

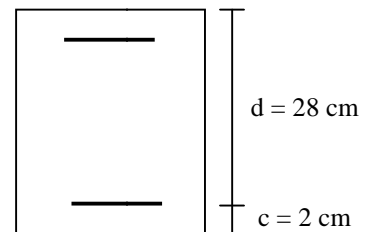
) Aux appuis

$$\mu \times \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} \times \frac{9.844 \times 10^6}{250 \times f_{280A} \times 14.2} \times 0.036$$

$$\mu_b \times 0.036 \times \Phi \mu_l \times 0.392 \quad (\text{Section simplement armée})$$

$$\mu_b \times 0.036 \times 0.982$$

$$A_a \times \frac{M_a}{d \times f_{st}} \times \frac{9.844 \times 10^6}{0.982 \times 0.28 \times 348} \times 1.029 \text{ cm}^2$$



On opte pour  $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

) En travée

$$\mu \times \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \times \frac{27.892 \times 10^6}{250 \times 280^3 \times 14.2} \times 0.100$$

$$\mu \times \Phi \mu_\ell \quad (\text{S.S.A})$$

$$\mu \times 0.100 \quad | \quad \times 0.947$$

$$A_t \times \frac{M_t}{d \times \sigma_{st}} \times \frac{27.892 \times 10^6}{0.947 \times 0.28 \times 348} \times 3.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

### III.5.3.6 Vérification à L'ELU

#### A) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} \times 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} \times 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_t \times 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

$$A_a \times 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$$

(Conditions vérifiées)

#### B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.2.2)

$$V_u^{\max} \times 48.613 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \times \frac{48.613 \times 10^3}{250 \times 280} \times 0.695 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \times \min \left( \frac{0.2}{\alpha_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \times \Phi \bar{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### C) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL99 Art A.6.1.3)

$$V_u^{\max} \times 48.613 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se}^{TM} \times \sigma_s \times |f_{t28}| \times 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \times \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times U_i}$$

Avec :  $U_i \times n \times f \times w$

$$\tau_{se} \times \frac{48.613 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 10} \times 2.048 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se}^{TM} \times \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### D) Calcul des armatures transversales (BAEL99 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$w_t^{TM} \min \left( w_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \times \min (10; 8.5; 25) \times 8 \text{ mm}$$

On opte pour : 1cadre et étrier en  $\llcorner 8 (A_t = 2.01 \text{ cm}^2)$

▪ **Espacement**

$$S_t \geq \min \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} * X \min \left\{ 25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} * X 25.2 \text{ cm} \right. \right.$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après le **RPA2003, Art 7.5.2.2** l'espacement doit vérifier

- **Zone nodale**

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12W \right. \quad X \min \left\{ 7.5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right. \quad X 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante (travée)**

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{2} \right. \quad X 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t \geq 20 \text{ cm}$$

**E) Ancrage des barres aux appuis**

$$l_s \geq X \frac{W \cdot f_e}{4 \overline{f}_{se}}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \overline{f}_{se} &= 0.6 E_s^2 f_{t28} = 2.835 \\ & \quad s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ l_s &= X \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Soit : } l_s = 35 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 /modifié99** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4 l<sub>s</sub>** pour les aciers haute adhérence.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \cdot 35 = 14 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_a = 15 \text{ cm}$$

**III.5.3.7 Calcul à L'ELS**

$$q_s = 26.144 \text{ KN/ml}$$

**A) Moment isostatique**

$$M_s = X M_s^{\max} = X \frac{q_s \cdot L^2}{8} = X \frac{26.144 \cdot (2.70)^2}{8} = 23.824 \text{ KN.m}$$

**B) Effort tranchant**

$$V_s = X V_s^{\max} = X \frac{q_s \cdot L}{2} = X \frac{26.144 \cdot 2.70}{2} = 35.294 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Ñ **Sur appuis**

$$M_{sa} = X 0.3 M_s^{\max} = X 0.3 \cdot 23.824 = 7.147 \text{ KN.m}$$

Ñ **En travée**

$$M_{st} = X 0.85 M_s^{\max} = X 0.85 \cdot 23.824 = 20.25 \text{ KN.m}$$

C) Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant

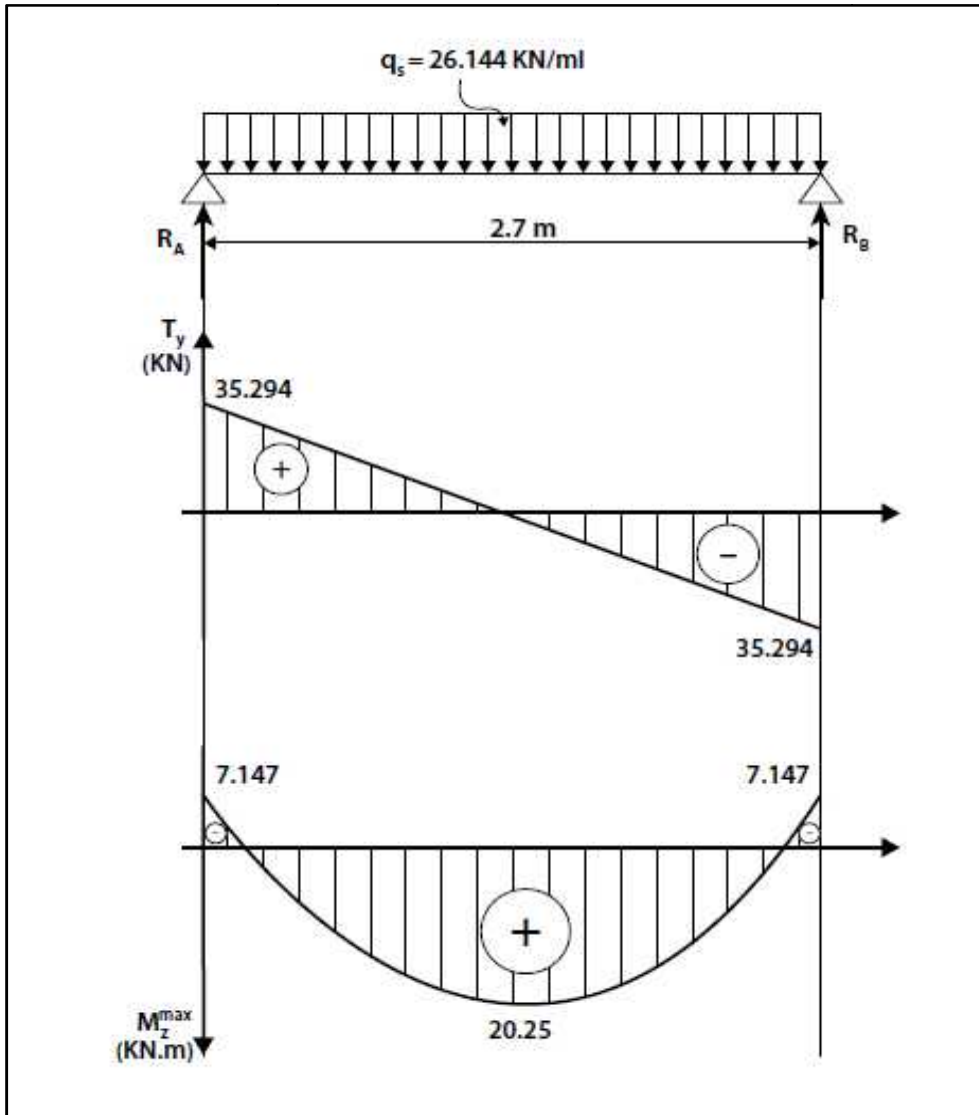


Figure III. 36 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS

III.5.3.8 Vérifications à L'ELS

A) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \cdot f_{c28} \quad \times 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \cdot y ; \quad \sigma_{bc} \leq 0.6 \cdot f_{c28}$$

) Aux appuis

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{I_a} \cdot y_s = \frac{7.147 \cdot 10^6}{0.909 \cdot \frac{100}{25} \cdot \frac{2.35}{28} \cdot 0.335} \cdot 0.909 = 119.49 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{I_a} \cdot y_s = \frac{7.147 \cdot 10^6}{0.909 \cdot \frac{100}{25} \cdot \frac{2.35}{28} \cdot 0.335} \cdot 0.909 = 119.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = X \left( \frac{1}{39.95} \right) | 119.49 \times 2.991 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.991 \text{ MPa} \quad \Phi_{bc}^- \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

) **En travée**

$$\sigma_1 = X \frac{100 | A_t}{b | d} X \frac{100 | 4.62}{25 | 28} X 0.66 | \quad \sigma_1 = 0.881$$

$$K1 = 27.02$$

Donc :

$$\sigma_s = X \frac{M_{st}}{I | A_t | d} X \frac{20.25 | 10^6}{0.881 | 4.62 | 10^2 | 280} X 177.684 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = X \left( \frac{1}{27.02} \right) | 177.684 \times 6.576 \text{ MPa} \quad \Phi_{bc}^- \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

### B) Vérification de la flèche

Les règles **(BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{\ell} X \frac{30}{270} X 0.111 \Psi \frac{1}{16} X 0.0625 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{\ell} X 0.111 \Psi \frac{M_t}{10 | M_0} X \frac{20.25}{10 | 23.824} X 0.085 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{A_t}{b | d} X \frac{4.62}{25 | 28} X 0.0066 \leq \frac{4.2}{400} X 0.0105 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

### C) Etat limite d'ouverture des fissures

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

## Calcul de l'ascenseur

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement  $V = 1 \text{ m/s}$  et une dalle pleine de surface égale à  $5.83 \text{ m}^2$  ( $2.2 \times 2.65$ ), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

### III.6.1 Calcul de la dalle pleine

La surface de la cabine est de :  $1.6 \times 2.15 = 3.44 \text{ m}^2$

$$S_{SM} = 2.1 \times 2.65 = 5.565 \text{ m}^2$$

#### a) Epaisseur de la dalle

On a :

$$\begin{aligned} &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2.1} = 0.744 \\ 0.4 &= 0.744 \quad 1 \end{aligned}$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{l_x}{3}$

$$h_t = \frac{l_x}{3} = \frac{1}{3} = 5.333 \text{ cm}$$

**NB :**

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$

On adopte une hauteur :

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion)

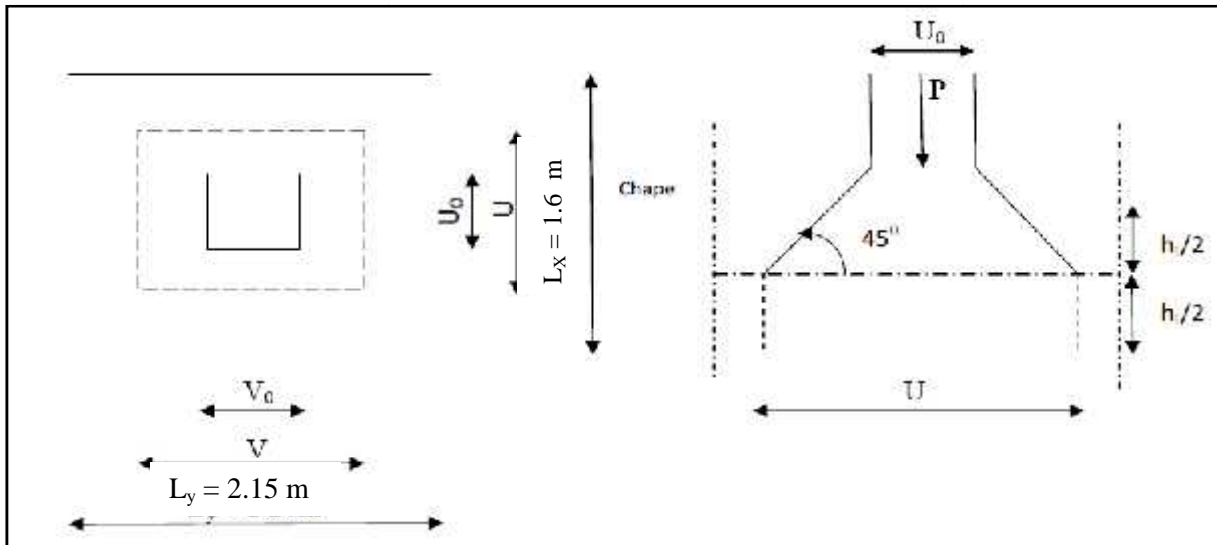


Figure III.37: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

$$U = U_0 + 2 e. + h_0$$

$$V = V_0 + 2 e. + h_0$$

Avec :

**e** : Epaisseur du revêtement (**e** = 5 cm)

**h** : hauteur de la dalle (**h** = 15 cm)

**K** : Revêtement aussi solide que le béton ( = 1)

**U<sub>0</sub>** = 80 cm

**V<sub>0</sub>** = 80 cm

$$U = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105 \text{ cm}$$

c) Calcul des efforts

➤ Les moments **M<sub>x</sub>**, **M<sub>y</sub>** dû au système de levage

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

**M<sub>1</sub>** et **M<sub>2</sub>** coefficients donnés en fonction de  $(\frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

## Après l'interpolation

$$\begin{aligned}
 & X \frac{l_x}{l_y} X \frac{160}{215} X 0.744 \\
 & \frac{U}{l_x} X \frac{105}{160} X 0.656 \quad \rightarrow M_1 = 0.108 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.068 \\
 & \frac{V}{l_y} X \frac{105}{215} X 0.488
 \end{aligned}$$

- A l'ELU:

$$\begin{aligned}
 M_{x1} &= q M_1 \\
 M_{y1} &= q M_2
 \end{aligned}$$

Avec :

$$q = 1.35 P = 1.35 \cdot 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121.5 \cdot 0.108 = 13.122 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \cdot 0.068 = 8.262 \text{ KN.m}$$

d) Les moments dû aux poids propre de la dalle pleine ( $M_{x2}$  et  $M_{y2}$ )

$$\begin{aligned}
 \uparrow_x &= 0.0634 \\
 \uparrow_y &= 0.494 \\
 M_{x2} &= \uparrow_x \cdot q \cdot l_x^2 \\
 M_{y2} &= \uparrow_y \cdot M_{x2}
 \end{aligned}$$

Poids de la dalle:

$$\begin{aligned}
 G &= 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\
 q &= 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$M_{x2} = 0.0634 \times 6.563 \times (1.6)^2 = 1.065 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.494 \times 1.065 = 0.526 \text{ KN.m}$$

## e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.122 + 1.065 = 14.187 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.262 + 0.526 = 8.788 \text{ KN.m}$$

## III.6.2 Ferrailage

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

) Aux appuis

$$\begin{aligned}
 M_a^x = M_a^y &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 14.187 = 4.256 \text{ KN.m} \\
 \mu_b X \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} X \frac{4.256 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} &= 0.0177 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A}) \\
 &\rightarrow \xi_c = 0.991
 \end{aligned}$$

$$A_a X \frac{M_a}{f_e \cdot d} X \frac{4.256 \cdot 10^3}{0.991 \cdot 13 \cdot 348} = 0.949 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

## ) En travée

## - Dans le sens de la petite portée X-X

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.187 = 12.058 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b \times X \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} \times X \frac{12.058.10^3}{100 | 13^2 | 14.2} = 0.050 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow = 0.974$$

$$A_a \times X \frac{M_t}{.d. \frac{f_e}{s}} \times X \frac{12.058.10^3}{0.974 | 13 | 348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

## - Dans le sens de la grande portée Y-Y

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.788 = 7.469 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b \times X \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} \times X \frac{7.469.10^3}{100 | 13^2 | 14.2} = 0.031 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow = 0.984$$

$$A_a \times X \frac{M_t}{.d. \frac{f_e}{s}} \times X \frac{7.469.10^3}{0.984 | 13 | 348} = 1.677 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

## III.6.3 Vérification à L'ELU

## a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

$$x = \frac{A_s}{b \times h_t} \quad \leq \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_s \quad \leq b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

$\rho_u$  : taux d'armatures dans chaque direction :  $\leq 0.80 \%$

$$A_s \quad 0.0008 \times 100 \times \frac{1}{2} (3 - \frac{1}{2}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad 1.35 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

**b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser  $2h$  et  $25\text{cm}$ .

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad (2h = 30\text{cm}, 25\text{cm}) \quad \text{(condition vérifiée)}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser  $3h$  et  $33\text{cm}$ .

$$S_t = 25\text{cm} \quad (3h = 45\text{cm}, 33\text{cm}) \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)**

$$q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.20\text{m}$$

$$Q = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{2 \times 1^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \quad Q = 472.5 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**d) Vérification des contraintes tangentielles**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a :

$$U = V$$

Alors :

) **Au milieu de U**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2\Gamma U} = \frac{121.5}{2 | 1.05 \Gamma 1.05} \times 38.57\text{t}$$

Avec :

$$P = 1.35 G = 121.5 \text{ KN}$$

## ) Au milieu de V

$$T_{\max} = Vu = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \mid 1.05} \times 38.57t$$

$$\ddagger_u \times \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{\min} = \frac{0.2f_{c28}}{b}, 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\ddagger} = \frac{0.07f_{c28}}{x_b} = 1.166 \text{ MPa}$$

(La fissuration est peu nuisible)

$$\ddagger_u \times \frac{38.57 \mid 10^3}{1000 \mid 130} \times 0.297 \text{ MPa} \quad \bar{\ddagger} = 1.166 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

## III.6.4 Vérification à l'ELS

## ) Moments engendrés par le système de levage

$$M_1 = 0.108 \text{ et } M_2 = 0.068$$

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = 90(0.108 + 0.2 \times 0.068) = 10.944 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.068 + 0.2 \times 0.108) = 8.064 \text{ KN.m}$$

## ) Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\dots = 0.744 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.632 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0696 \mid 4.75 \mid (1.6)^2 = 0.846 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \mid M_{x1} = 0.632 \times 0.846 = 0.534 \text{ KN.m}$$

## ) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.122 + 0.846 = 13.968 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.262 + 0.534 = 8.796 \text{ KN.m}$$

## ) Correction des moments

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

$$- \text{ Sens x-x : } \begin{cases} M_y^a = 0.3M_y \\ M_y^t = 0.85M_y \end{cases}$$

$$- \text{ Sens y-y : } \begin{cases} M_x^a = 0.3M_x \\ M_x^t = 0.85M_x \end{cases}$$

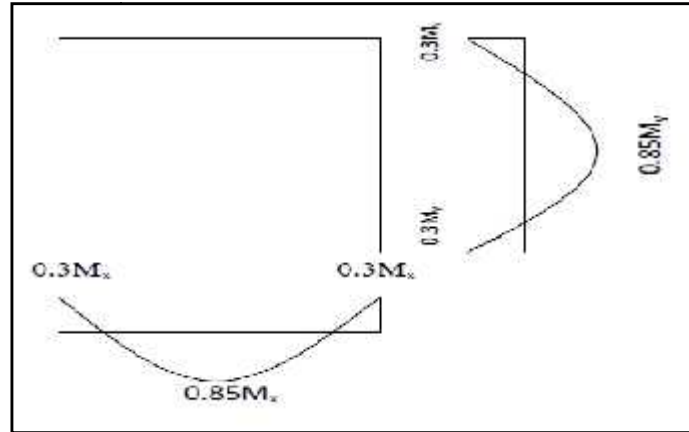


Figure III.38: correction des moments aux appuis et en travée

a) Ferrailage

) Aux appuis

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 13.968 = 4.190 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 8.976 = 2.692 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b \times \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} \times \frac{4.190.10^3}{100 | 13^2 | 14.2} = 0.017 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow = 0.991$$

$$A_a \times \frac{M_t}{.d. \frac{f_e}{s}} \times \frac{4.19.10^3}{0.991 | 13 | 348} = 0.934 \text{ cm}^2$$

) En travée

- Dans le sens de la petite portée X-X

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 13.968 = 11.872 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b \times \frac{M_t}{bd^2.f_{bc}} \times \frac{11.872.10^3}{100 | 13^2 | 14.2} = 0.049 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow = 0.974$$

$$A_t \times \frac{M_t}{.d. \frac{f_e}{s}} \times \frac{11.872.10^3}{0.974 | 13 | 348} = 2.694 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U  
Donc les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes

- Dans le sens de la grande portée Y-Y

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.796 = 7.476 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b \times \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{7.476.10^3}{100 | 13^2 | 14.2} = 0.031 \quad 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow = 0.984$$

$$A_t \times \frac{M_t}{.d. \frac{f_e}{s}} \times \frac{7.476.10^3}{0.984 | 13 | 348} = 1.679 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U

Donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

### b) Contrainte de compression dans le béton

#### ) Aux appuis

$$M_a^x = 4.19 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

$$M_a^y = 2.692 \text{ KN.m}$$

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

$$i = \frac{100 | A_a}{bd} \times \frac{100 | 0.934}{100 | 13} \times 0.0718$$

$$\rightarrow k = 93.7 \text{ et } s = 0.954$$

$$s = \frac{M_a}{i d A_a} \times \frac{4.19 | 10^6}{0.954 | 130 | 0.934 | 10^2} \times 361.722 \text{ MPa}$$

$$s_b = \frac{f_s}{k} = \frac{3.7}{9.7} = 3.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### ) En travée

- Sens X-X

$$M_t = 11.872 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$i \times \frac{100 | A_t}{bd} \times \frac{100 | 2.694}{100 | 13} \times 0.207$$

$$\rightarrow k = 52.57 \text{ et } s = 0.926$$

$$s = \frac{M_t}{i d A_t} \times \frac{11.872 | 10^6}{0.926 | 130 | 2.694 | 10^2} \times 366.076 \text{ MPa}$$

$$s_b = \frac{f_s}{k} = \frac{3.0}{5.5} = 6.963 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Sens Y-Y

$$M_t = 7.476 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$k = \frac{100}{bd} \sqrt[3]{\frac{A_t}{100}} \sqrt[3]{\frac{1.679}{13}} = 68.33$$

$$\rightarrow s = 0.940$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{s A_t} = \frac{7.476 \times 10^6}{0.940 \times 130 \times 1.679 \times 10^2} = 364.374 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{364.374}{68.33} = 5.332 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### c) Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \leq \frac{M_t}{2 M_{0s}}$$

$$\frac{A_x}{b} \leq \frac{2}{f_e}$$

**h** : Hauteur de la dalle

**M<sub>ts</sub>** : Moment en travée dans le sens (xx)

**M<sub>0s</sub>** : Moment isostatique de référence dans la direction de l<sub>x</sub> pour une largeur de bande de 1m

**A<sub>x</sub>** : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur

**b** : Largeur de la bande égale à 1m

**d** : Hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{1}{1} = 0.093 \quad \frac{M_t}{2 M_{0s}} = \frac{0.8 \times M_x}{2 M_x} = \frac{0.8}{2} = 0.0425 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A_x}{b} = \frac{2.0}{1 \times 1} = 0.0015 \quad \frac{2}{f_e} = \frac{2}{4} = 0.005 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

### d) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

### Conclusion

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

$$\text{Dans les deux sens (X-X et Y-Y)} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA10} \text{ (3.14 cm}^2\text{)} \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA8} \text{ (2.01 cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

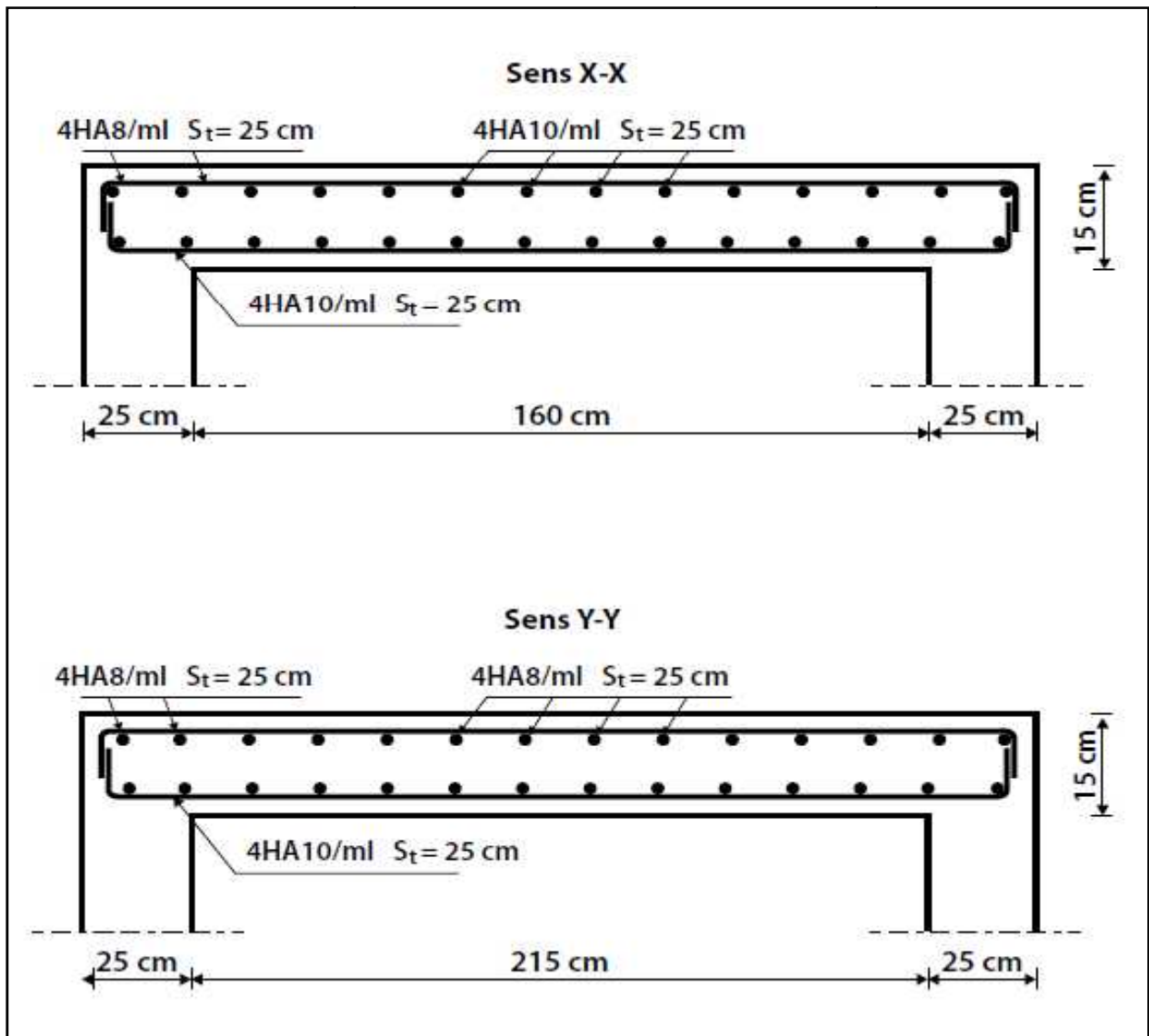


Figure III. 39 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

# **CHAPITRE IV**

## **Modélisation de la structure**

## IV.1 Introduction

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

## IV.2 Choix de la méthode de calcul (RPA99/mod2003 Art 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### A. la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone II : groupe d'usage 2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 34.68m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

### B. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (**RPA 99/mod2003 art 4.1.3**).

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.2.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.2.2 Description du logiciel ETABS(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... Etc

### IV.2.3 Quelques définitions

**Grid line** : ligne de grille

**Joints** : nœuds

**Frame** : portique (cadre)

**Shell** : voile

**Element** : élément

**Restraintes** : points d'application de la charge

**Loads** : charges

**Uniformed loads** : charges uniformes

**Define** : définir

**Material** : matériaux

**Concrete** : béton

**Steel** : acier

**Frame section** : coffrage

**Column** : poteau

**Beam** : poutre

**File** : fichier

**Copy** : copier

**Move** : déplacer

**Save** : enregistrer

**Save as** : enregistrer sous

**Add** : ajouter

**Delete** : supprimer

**Story** : étage

**Height** : hauteur

### IV.3 Etapes de la modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7  
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



Figure IV.1: l'icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

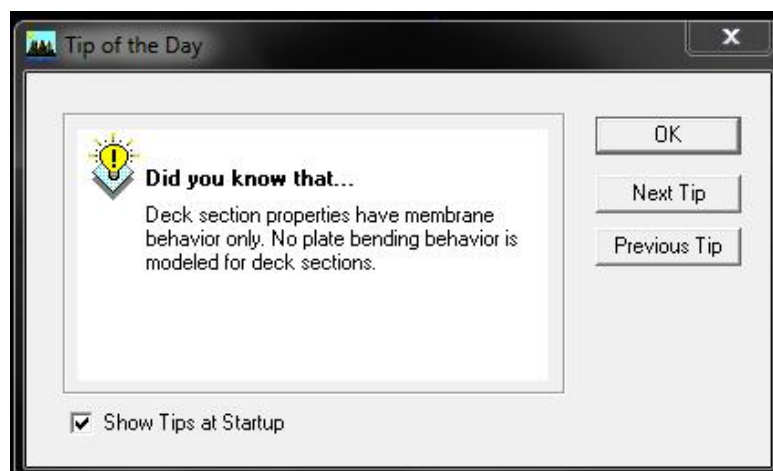


Figure IV.2: fenêtre de dialogue

### IV.3.1 Etape 1

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :

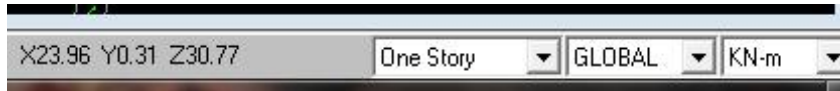
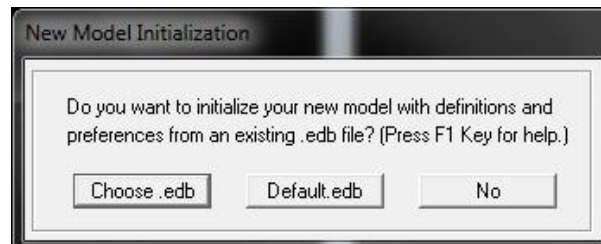


Figure IV.3: choix de l'unité

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



On clique sur **Default.edb**

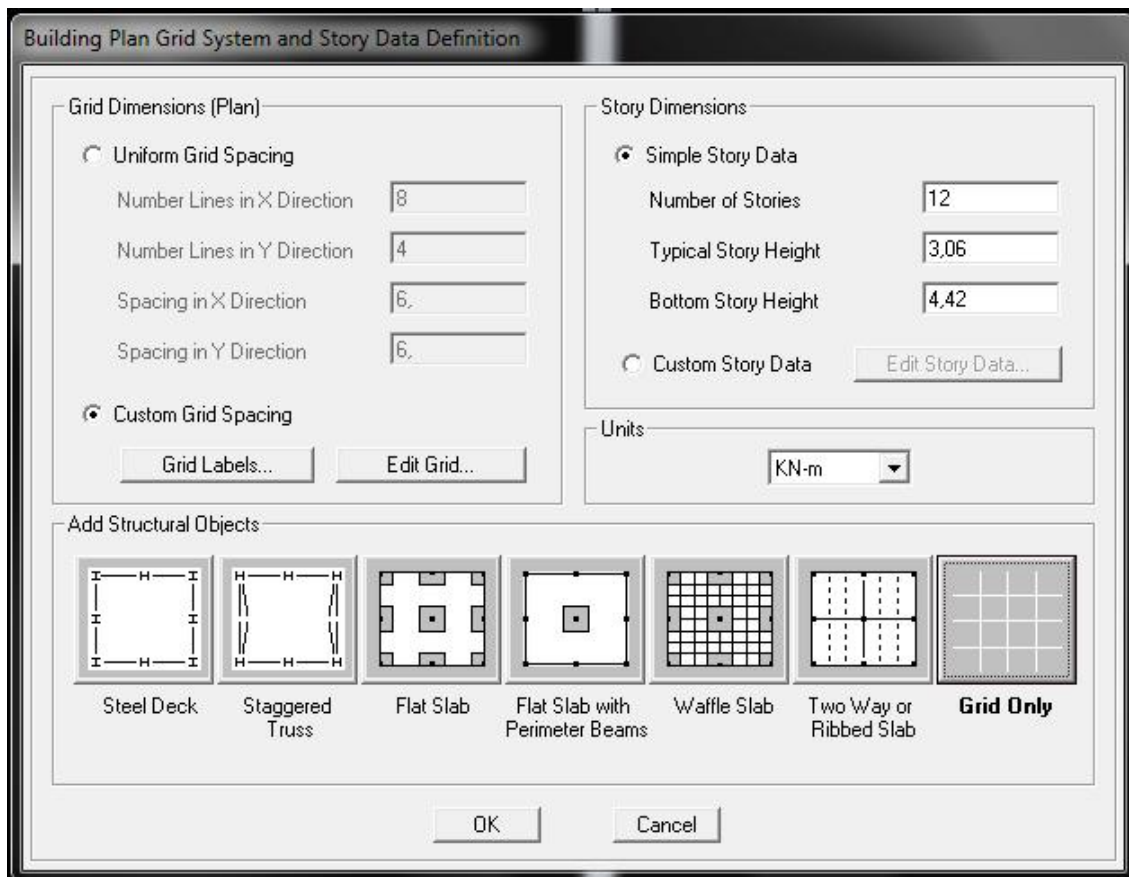


Figure IV.4: la géométrie de base

Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages (**Number of Stories**).

La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).

La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

### Modification de la géométrie de la base

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux

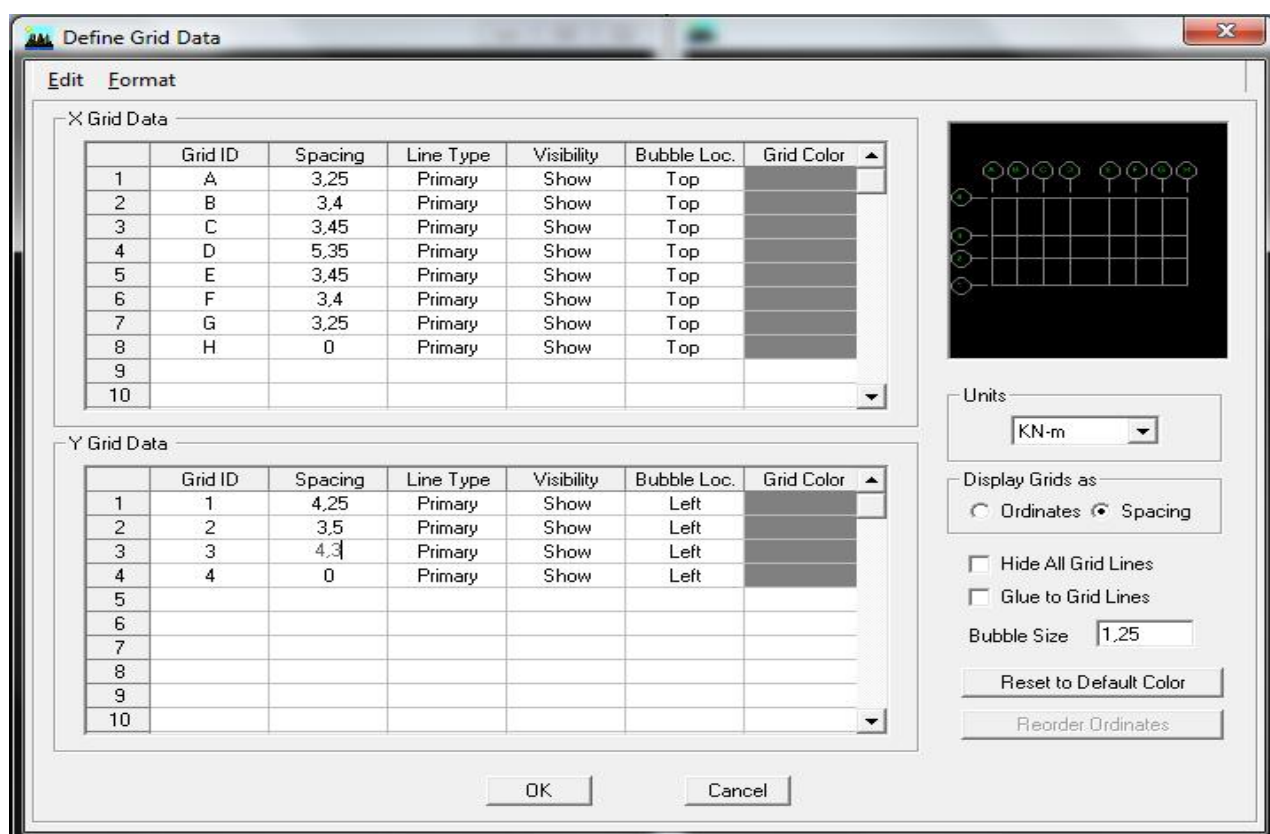


Figure IV.5: les lignes de construction

- pour modifier la hauteur d'étages .bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case « **Label** ».

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	SM	3,06	38,08	Yes		No	0,
12	TERRASSE	3,06	35,02	No	SM	No	0,
11	ET8	3,06	31,96	No	SM	No	0,
10	ET7	3,06	28,9	No	SM	No	0,
9	ET6	3,06	25,84	No	SM	No	0,
8	ET5	3,06	22,78	No	SM	No	0,
7	ET4	3,06	19,72	No	SM	No	0,
6	ET3	3,06	16,66	No	SM	No	0,
5	ET2	3,06	13,6	No	SM	No	0,
4	ET1	3,06	10,54	No	SM	No	0,
3	RDC	4,42	7,48	No	SM	No	0,
2	SS	4,42	4,42	No	SM	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure IV.6: définition des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

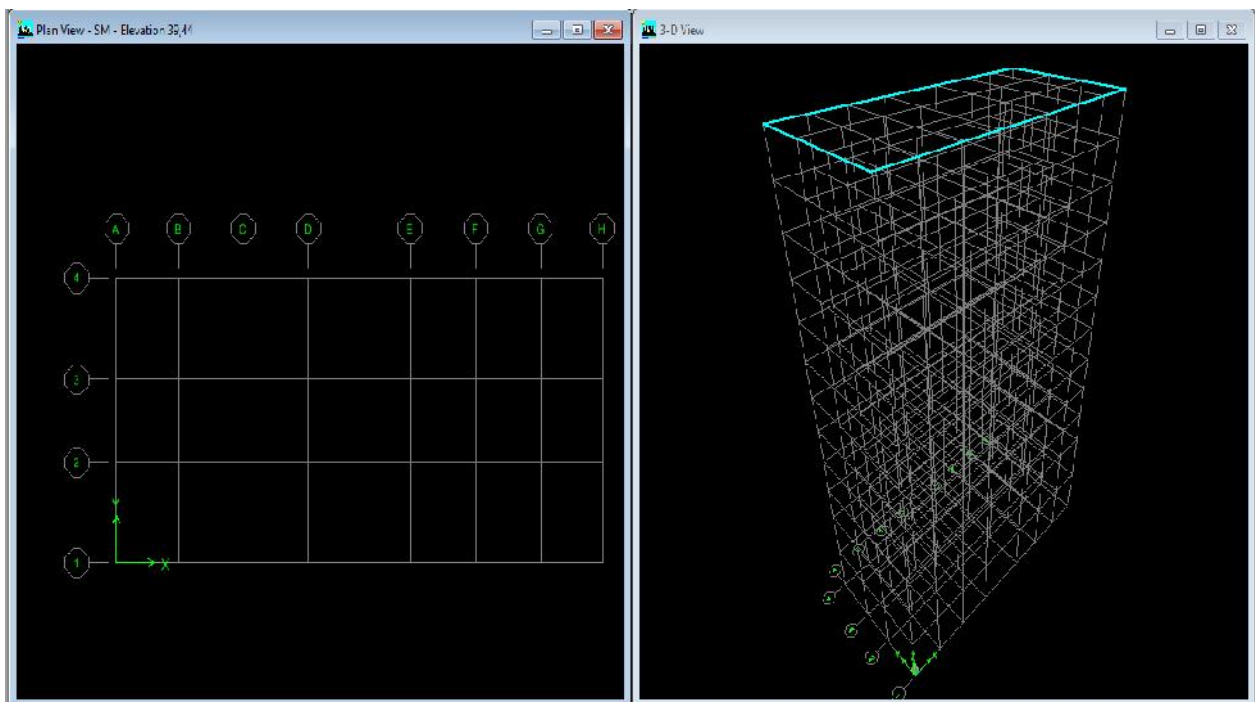


Figure IV.7: l'interface e l'ETABS

### IV.3.2 Etape 2

Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties**  on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.

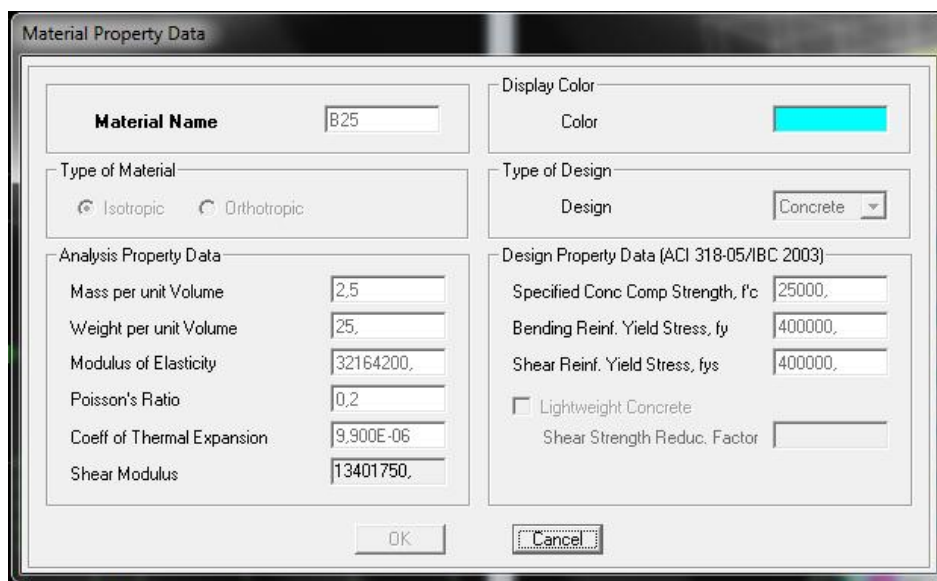
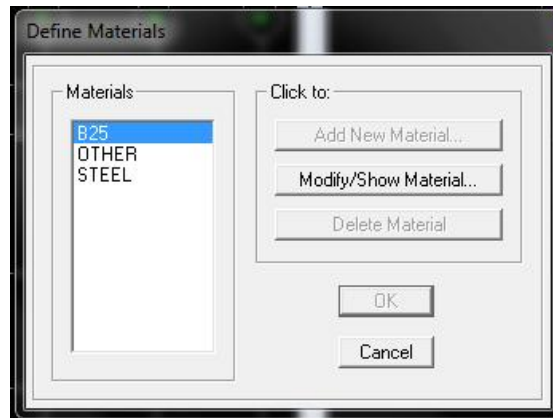


Figure IV.8: définition des propriétés de matériaux

### IV.3.3 Etape 3

Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle plein, plancher, voile...)

▪ **poteaux et poutre : Define/ Frame Sections.** 

Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property**.

Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

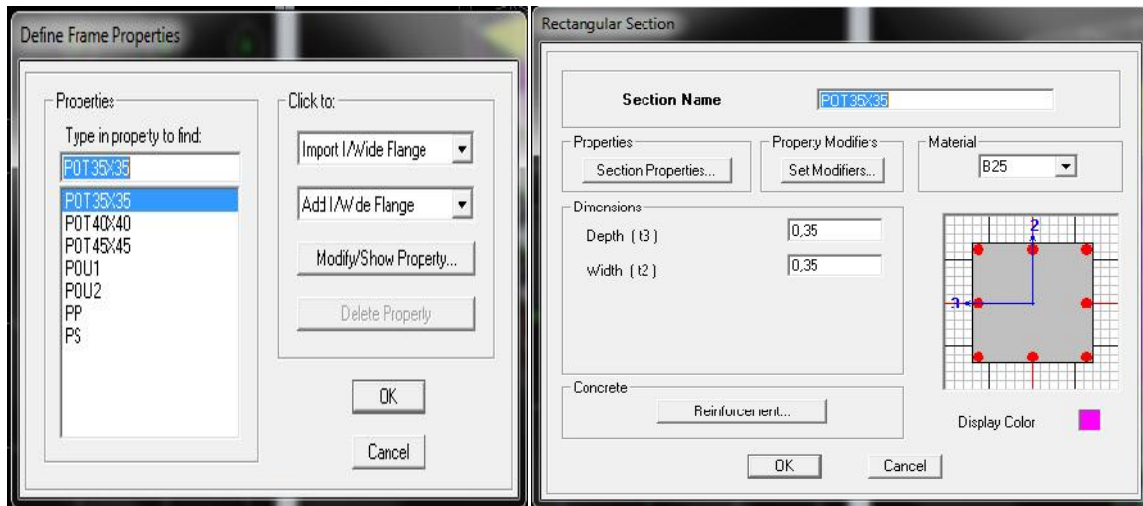


Figure IV.9: dimensionnement des poteaux

a) **Les poteaux** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre renforcement s'ouvre on coche **Column**.

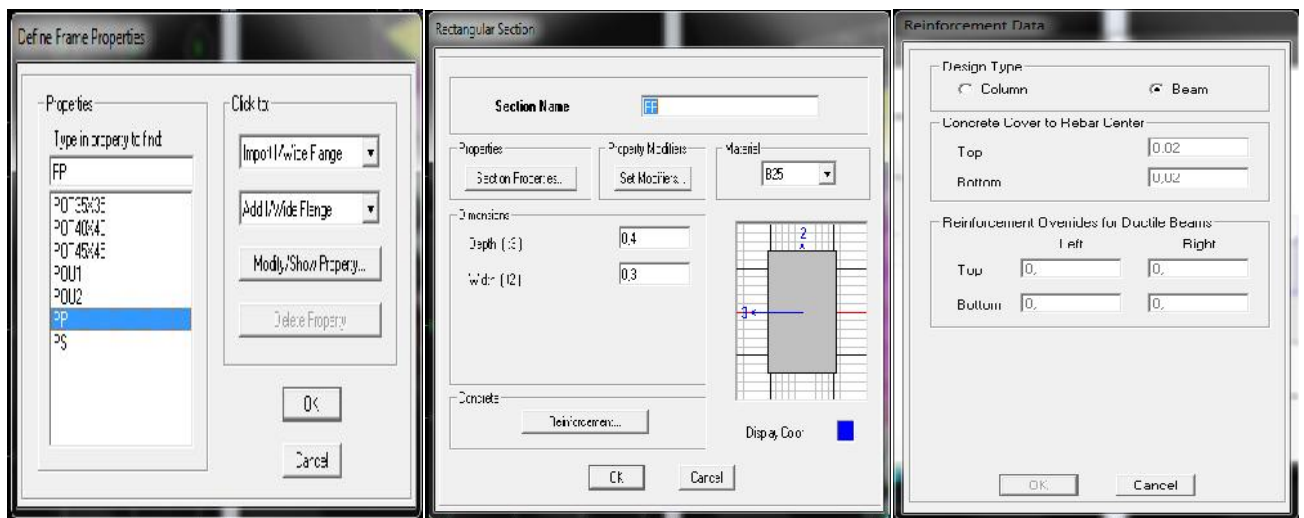


Figure IV.10: dimensionnement des poutres

b) **Les poutres** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre renforcement s'ouvre on coche **Beam**.

- **dalle plein, voile** : Avec : **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

a) **Voiles**

**Define /Wall/Slab/Deck section** .

On clique sur **Add New Wall**

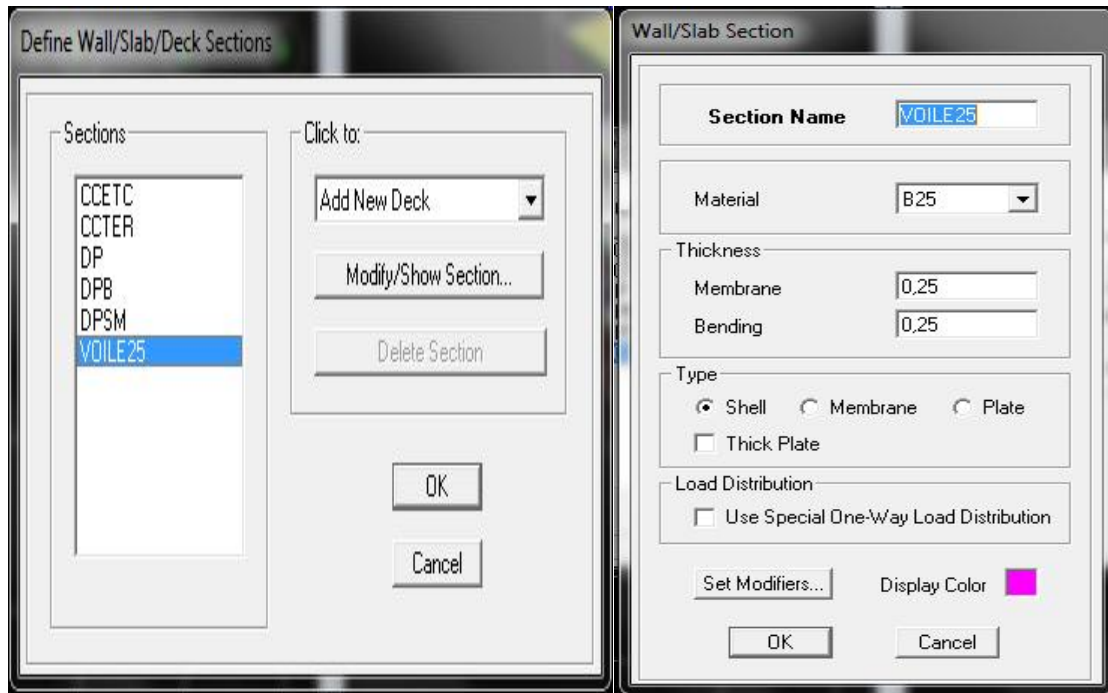


Figure IV.11: dimensionnement des voiles

## b) Dalles pleines

Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur **Add New Slab**

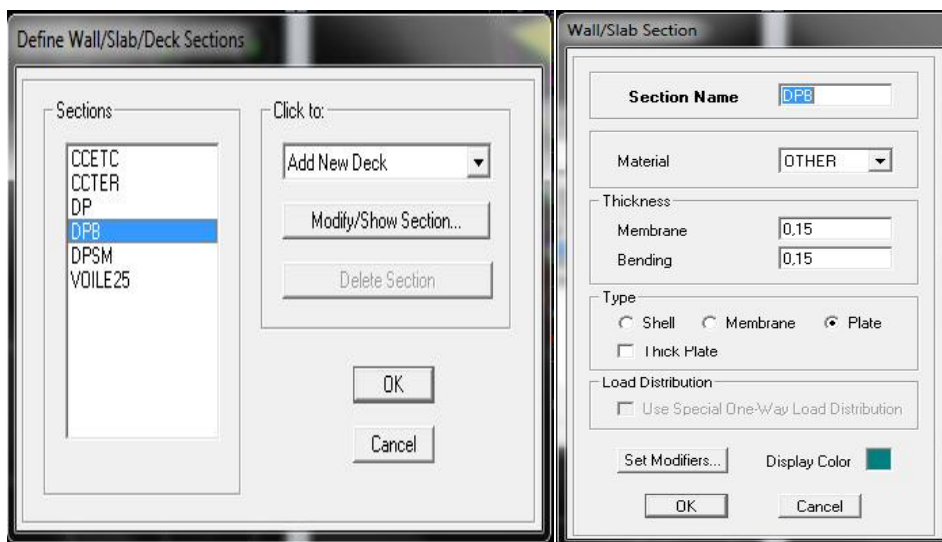


Figure IV.12: dimensionnement des dalles pleines

## c) Dessins des éléments définis

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres des outils :

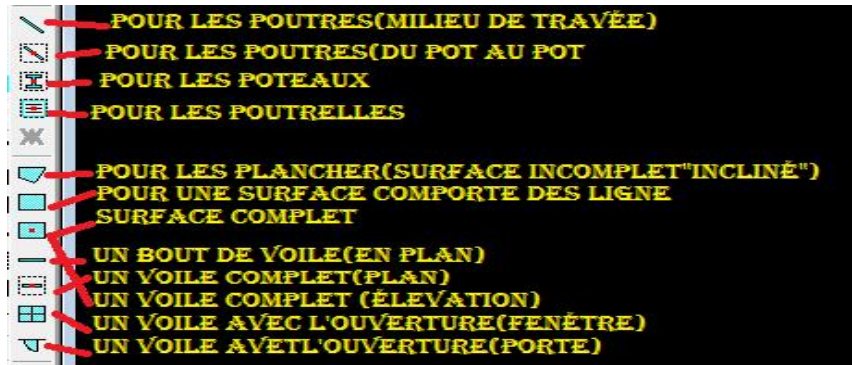


Figure IV.13: la barre des outils

#### IV.3.4 Etape 4 : charges statiques (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**,

pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.** 

On introduit:

**DEAD (G: permanente)**

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids proper): **1 /Modify load Load**

**LIVE (Q: exploitation)**

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids proper): **0 /Modify load Load /ok.**

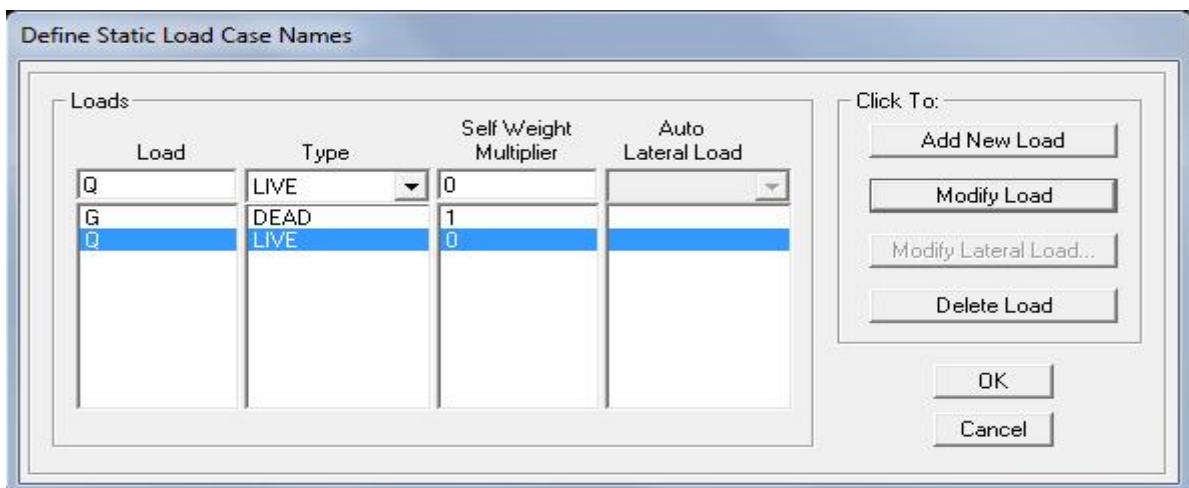


Figure IV.14: définition des charges statiques (G et Q)

- **Affectation des charges**

L'affectation des charges se fait par trois méthodes, soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien le portique (poutres et poteaux)

- **Charger les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux.


Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire :

On sélectionne les dalles :

**Assing** → **Shell/ Area Loads** → **Uniform**.

**Charger les poutrelles et les poutres secondaires:**

Pour affectation des charges : je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et on

clique sur l'icône  ou bien **Assing** → **Frame Line/load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### IV.3.5 Etape 5: Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

➤ **Données à introduire dans le logiciel**

**Zone : IIa** (Zone à sismicité moyenne)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R = 5** (Portiques contreventés par des voiles).

**Site : S3** (Site meuble)

**Le pourcentage de l'amortissement : = 10 %**

**Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

**Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

Tableau IV.1: vérification des critères de qualités

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

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

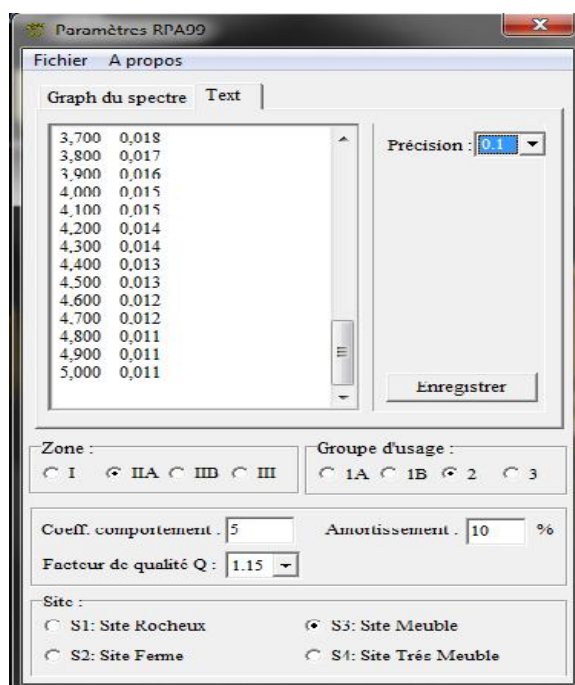


Figure IV.15: définition du spectre de calcul

Définir → Response Spectrum → Fonctions choisir le type de fonction à ajouter au spectre à partir d'un fichier → à la fonction de rapport d'amortissement la valeur 0.1.

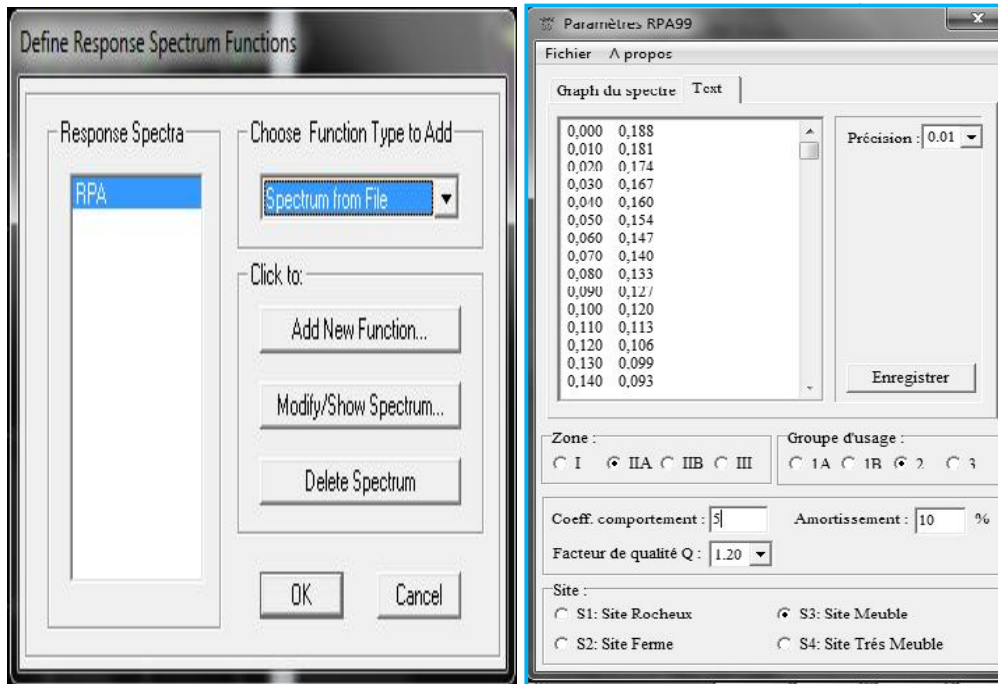
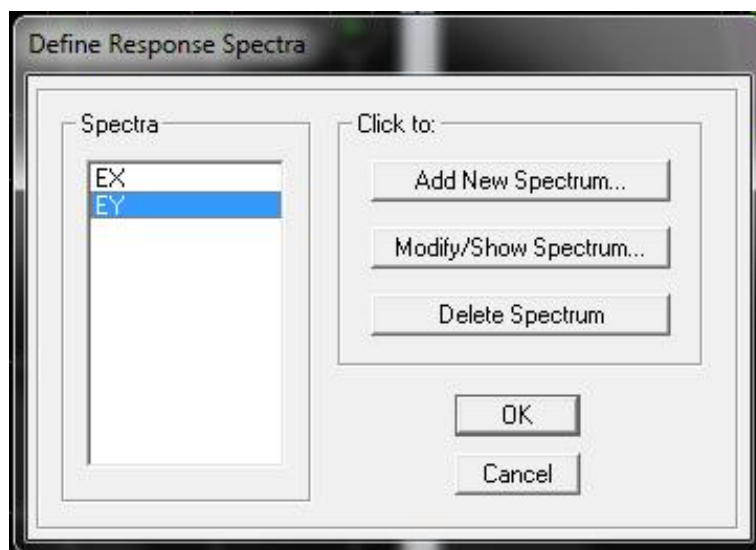


Figure IV.16: introduction du spectre dans ETABS

- 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 Responses spectrum cases ou bien Add New Spectrum



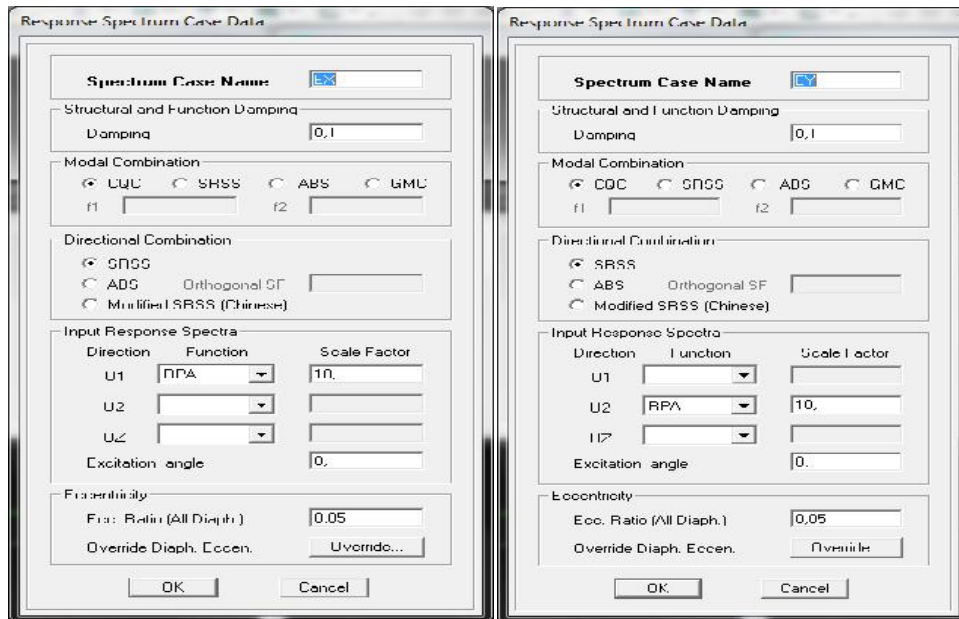



Figure IV.17: définition de la réponse sismique dans les deux directions

#### IV.3.6 Etape 6: Introduire des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

On clique sur **Define** → **load combination** ou bien on clique sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1,35 G+1,5Q) :

Choisir G dans la case **Name** et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Valider avec OK. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail.

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

- **Combinaisons aux états limites**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

$$\text{GQE} : G + Q \pm E$$

$$\text{08GE} : 0.8 G \pm E$$

**IV.3.7 Etape 7: Définir l'action sismique**

La masse sismique est une masse vibrante qui excite pas le séisme, elle nous peemit l'étude dynamique d'une manière automatique.

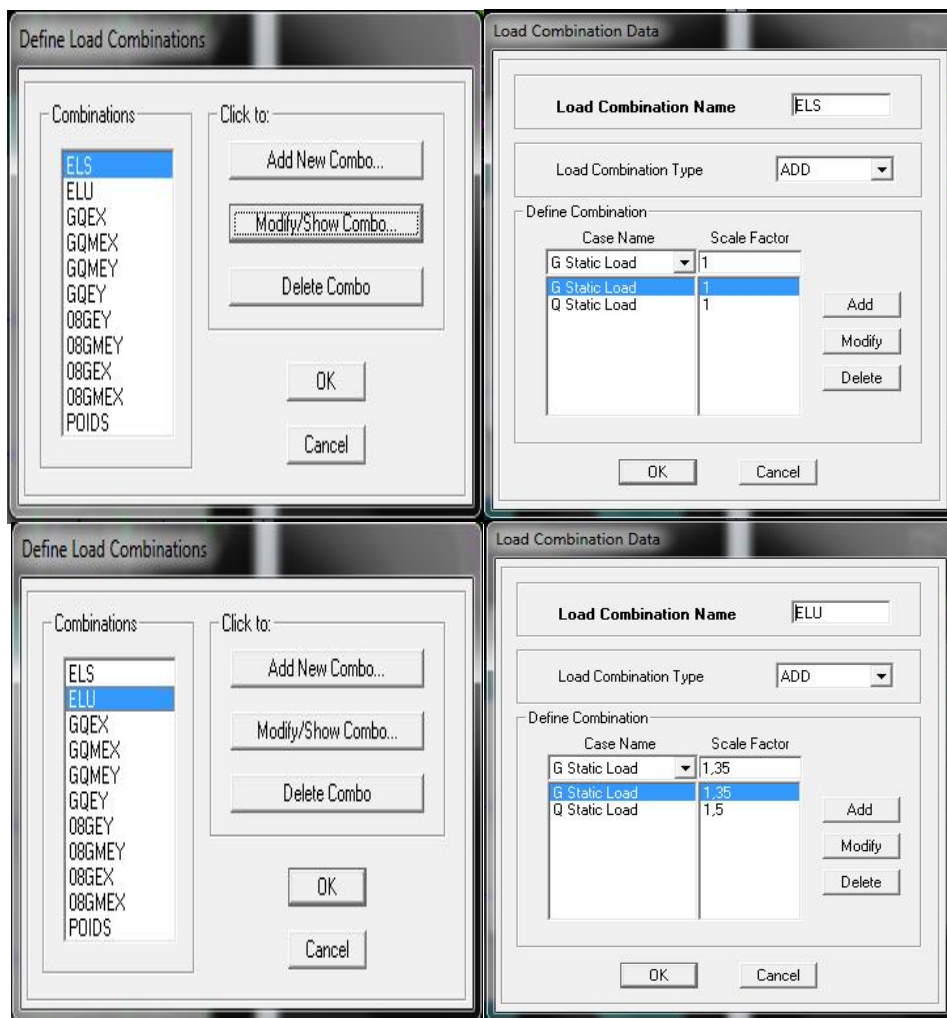
Dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + Q_{\text{plancher}}$$

: Coefficient de pondération, après le RPA → = 0.2

L'instruction à suivre :

Define / masse source ou bien on clique sur cette icône



**Figure IV.18: les combinaisons d'actions**

**IV.3.8 Etape 8**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur: **Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).**



Figure IV.19: encastrement des appuis

- **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ;..... ; D12.**

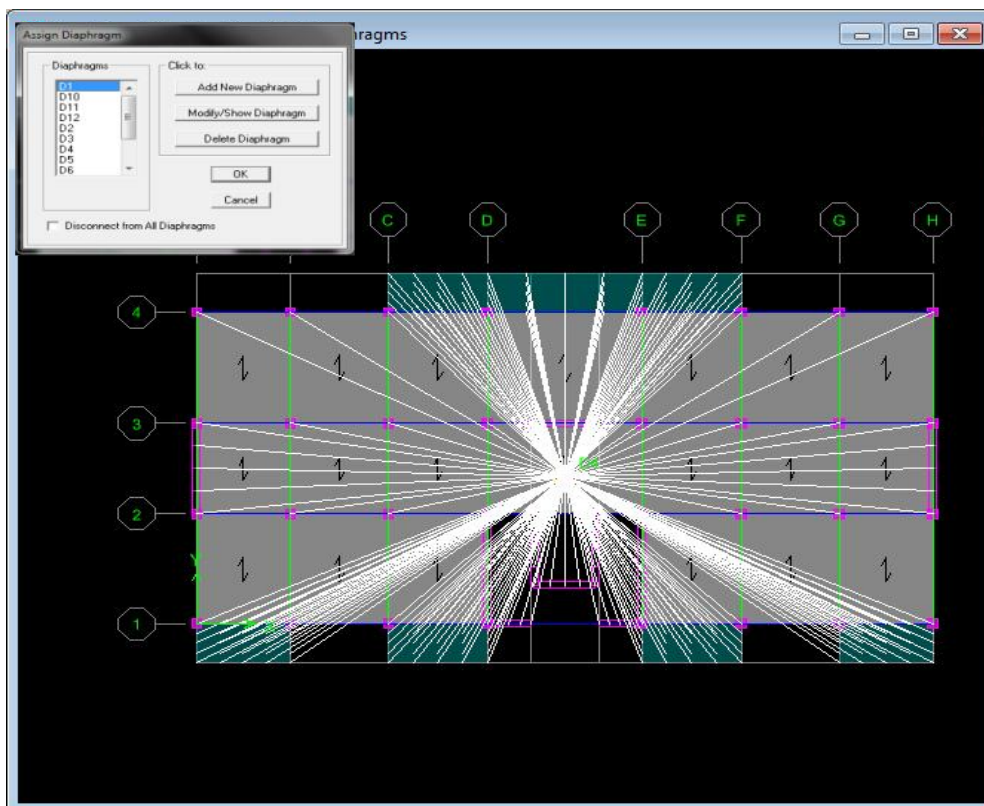


Figure IV.20: le diaphragme

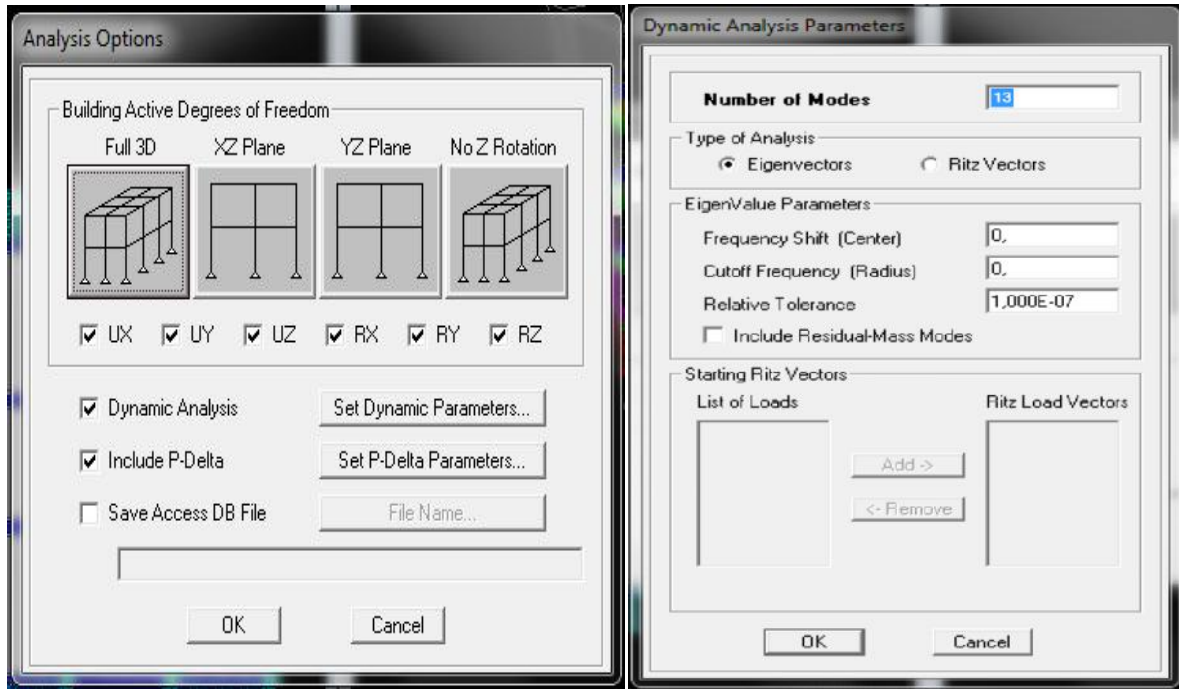


Figure IV.21: définition des options d'analyse

### IV.3.9 Etape 9

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

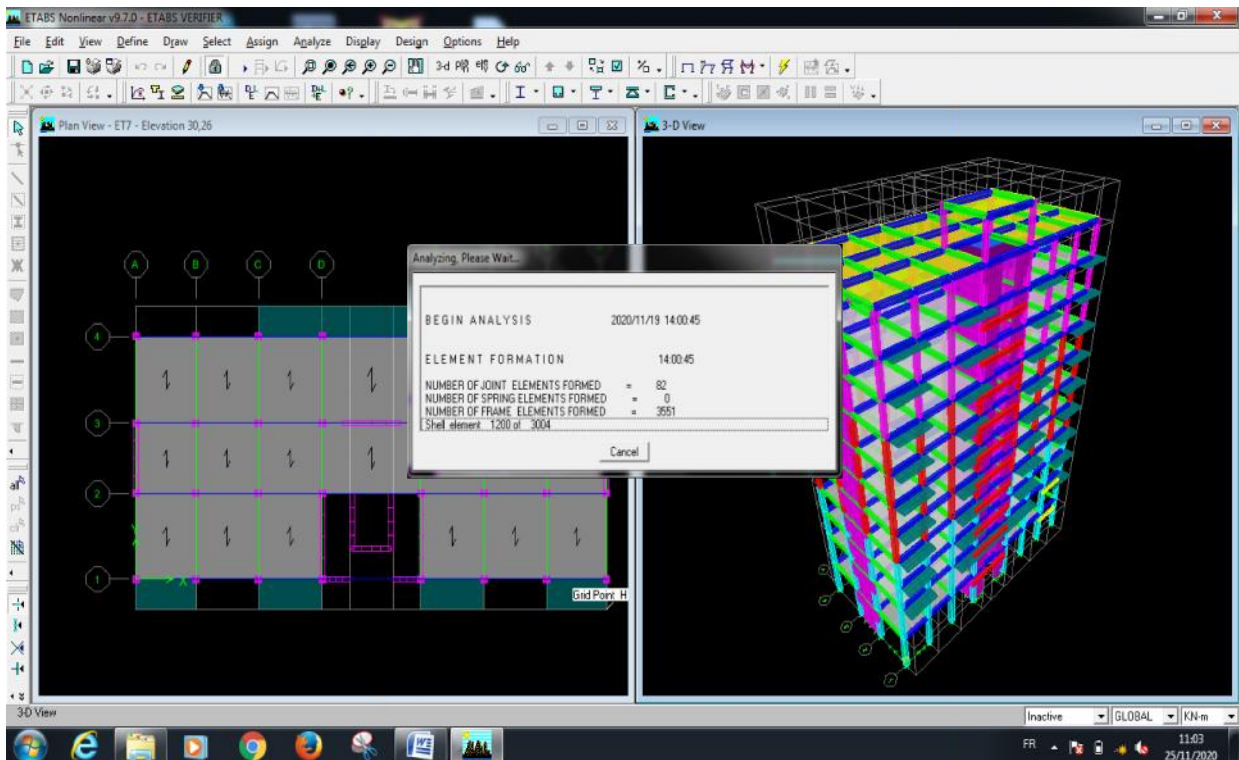


Figure IV.22: lancement d'analyse

**CHAPITRE V**

**Vérification des  
exigences de RPA99  
version 2003**

## V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

## V.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet étudié est un bloc (**R+9+SS**) situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

- **Zone sismique:** zone **II.a** (RPA 99 Version 2003/Tab 4.1)
- **Groupe d'usage:** Groupe **2** (RPA 99 Ver. 2003/Tab 4.1) bâtiment à usage multiples (commerce, bureaux, habitation).
- **Classification du site:** Site meuble **S3** (rapport géotechnique).
- **Système structurel:** portiques + voiles.

## V.3 Étude dynamique

### V.3.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le logiciel ETABS égale à 1.059 s.

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building**

**Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK**

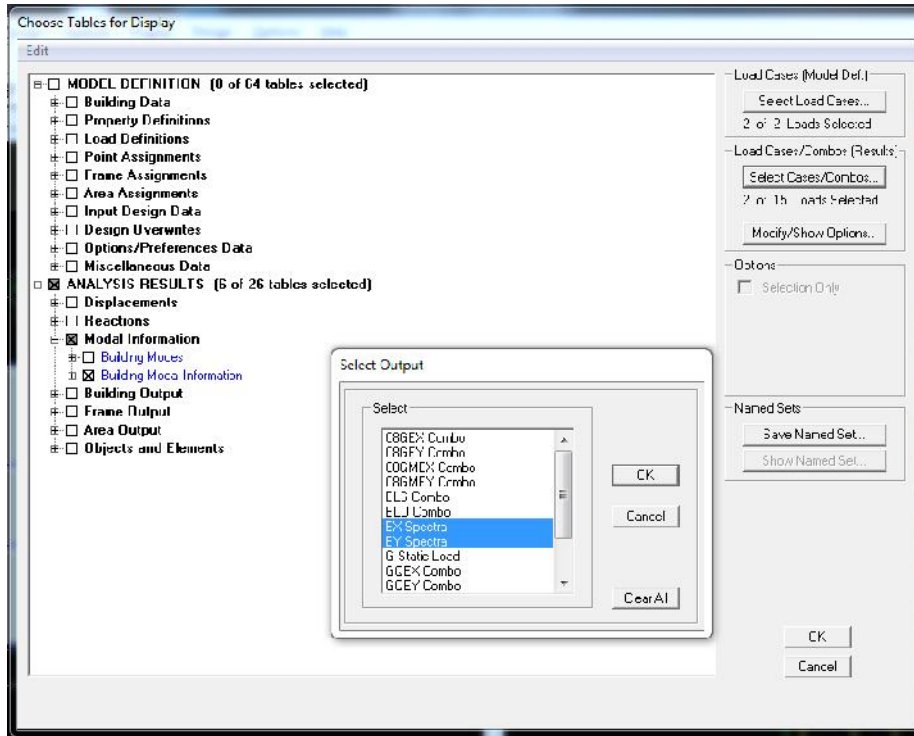


Figure V.1: Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	1	1,059264	0,0000	71,5055	0,0000	71,5055	0,0007	0,0007
	2	0,826531	70,1975	0,0000	70,1975	71,5055	2,9330	2,9337
	3	0,757823	3,0074	0,0000	73,2049	71,5056	69,1828	72,1165
	4	0,267439	0,0000	16,0912	73,2049	87,5967	0,0001	72,1166
	5	0,228153	15,0078	0,0000	88,2127	87,5967	0,5209	72,6375
	6	0,196543	0,5303	0,0001	88,7430	87,5969	15,2172	87,8548
	7	0,159802	0,0000	0,6500	88,7430	88,2469	0,0000	87,8548
	8	0,149011	0,5352	0,0000	89,2782	88,2469	0,1561	88,0108
	9	0,147192	0,0000	0,0000	89,2782	88,2469	0,1500	88,1608
	10	0,111166	0,0000	5,3795	89,2783	93,6264	0,0010	88,1618
▶	11	0,102106	4,9558	0,0000	94,2341	93,6265	0,0812	88,2430
	12	0,085256	0,0855	0,0001	94,3196	93,6266	5,4668	93,7099
	13	0,063420	0,0004	2,6926	94,3200	96,3192	0,0003	93,7102
	14	0,061603	2,3874	0,0005	96,7074	96,3197	0,0336	93,7438
	15	0,049028	0,0456	0,0003	96,7530	96,3200	2,6631	96,4069

Figure V.2 : La période et les masses participantes

Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**, il mobilise **71.51%** de la masse > 50%

Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**, il mobilise **70.20 %** de la masse > 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant l'axe Z-Z,  $R_z = 69.18 \% > 5 \%$** .  
Donc il n'y a pas de torsion.

### V.3.2 Nombre de modes propres (Art 4.3.4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

$$\text{Mode 11 : } \begin{cases} S & X - X & 9.2 & \% \\ S & Y - Y & 9.6 & \% \end{cases}$$

### V.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Formule 4.1/article 4.2.3 RPA 99 version 2003})$$

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R :** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

**W :** poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

#### A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\text{Zone IIa ; groupe d'usage 2} \quad \ddot{E} \quad A = 0.15$$

**B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & \text{avec } 0 < T < T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{avec } T_2 < T < 3s \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{avec } T > 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.1 \\ T_2 = 0.5 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

**➤ Facteur de correction d'amortissement**

Il est donné par la formule :

$$= \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad 0.7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99 version 2003})$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\xi = 10\%$

$$\begin{aligned} &= \sqrt{\frac{7}{2+1}} = 0.7 > 0.7 \\ &= 0.76 > 0.7 \end{aligned}$$

**➤ Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_1 h_n^{3/4}$$

$h_N$  : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n, dans notre cas  $h_n = 36.38 \text{ m}$ .

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003, dans notre cas  $C_T = 0.05$ .

### Remarque

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \hat{I} (36.38)^{3/4}$$

$$T = 0.74 \text{ sec}$$

### Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

**Tableau V.1: Période choisie en fonction de la condition sur T**

D'où :

$$T = 1.3 \times 0.74 = 0.962 \text{ s} \quad T_{\text{analytique}} = 1.059 \text{ s} \quad \hat{E} \quad (3^{\text{ème}} \text{ cas})$$

Donc :

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} \quad \hat{E} \quad T = 0.962 \text{ s}$$

Finalement :

$$D = 2.5 \left( T_2/T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left( \frac{0.5}{0.962} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.2$$

**C) Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + P_q$$

Avec :

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

- **Sens x-x**

Critère q	Observé	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0.10

**Tableau V.2: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X**

- **Sens y-y**

Critère q	Observé	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Non	0.10

**Tableau V.3: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y**

On aura finalement :

$$Q_x = 1.15 \text{ et } Q_y = 1.15$$

**D) Détermination du poids de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + S W_{Qi}$$

D'où :

$$W_T = \sum_1^9 W_i$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

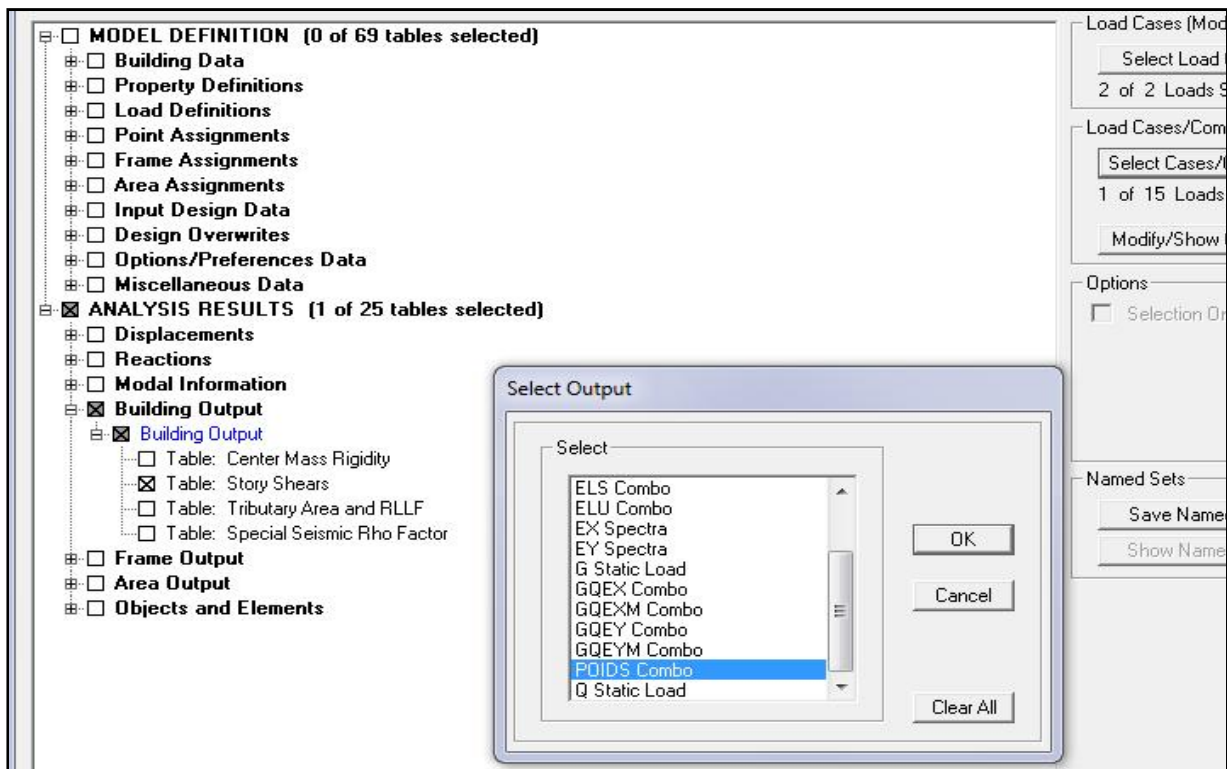
$W_{Qi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

1s1N1A?CA (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le **tableau 4.5** du **RPA 99 version 2003**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** → **selectionner Building Output Table** → **StoryShears**  
 → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :



**Figure V.3 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.**

On aura les résultats représenté par le tableau suivant :

Story Shears						
Edit View						
Story Shears						
	Story	Load	Loc	P	VX	VY
	ET1	EX	Bottom	0,00	2491,49	1,36
	ET1	EY	Top	0,00	1,12	2106,60
	ET1	EY	Bottom	0,00	1,12	2106,60
	ET1	POIDS	Top	29519,85	0,00	0,00
	ET1	POIDS	Bottom	30626,55	0,00	0,00
	RDC	EX	Top	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EX	Bottom	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EY	Top	0,00	1,25	2218,38
	RDC	EY	Bottom	0,00	1,25	2218,38
	RDC	POIDS	Top	32954,59	0,00	0,00
	RDC	POIDS	Bottom	34746,91	0,00	0,00
	SS	EX	Top	0,00	2667,35	1,45
	SS	EX	Bottom	0,00	2667,35	1,45
	SS	EY	Top	0,00	1,45	2271,18
	SS	EY	Bottom	0,00	1,45	2271,18
	SS	POIDS	Top	36859,79	0,00	0,00
	SS	POIDS	Bottom	38652,12	0,00	0,00

Figure V.4: Tableau des valeurs du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour **SS-Bottom**

Donc :

$$W = 38652.12 \text{ KN}$$

### E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**Nous allons opter pour la méthode « section cut » numérique sur le logiciel ETABS. Cette méthode nous a été proposée par l'ingénieur ZIANI et donne des résultats assez satisfaisants comparée à la méthode « section cut » graphique, qui reste approximative. Cette méthode consiste à relever les forces sismiques ainsi que les forces verticales totales à la base et les comparer à celles reprises par les poteaux, afin de déterminer le pourcentage de ces dernières.**

Déroulement de la méthode :

#### A) Forces horizontales dans le sens X-X :

Pour trouver la totalité des forces horizontales (sismiques), on procède comme suit :

**Display Æ Show Tables Æ Building Output Æ Story Shears**

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaisons.

Pour trouver les forces horizontales reprises par les poteaux, on sélectionne les poteaux du premier niveau (sous-sol), et on procède à l’affichage des résultats comme suit :

**Display ð Show Tables ð Frame forces ð Column forces**

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaison.

Story Shears						
Edit View						
Story Shears						
	Story	Load	Loc	P	VX	VY
	ET1	EX	Bottom	0,00	2491,49	1,36
	ET1	EY	Top	0,00	1,12	2106,60
	ET1	EY	Bottom	0,00	1,12	2106,60
	ET1	POIDS	Top	29519,85	0,00	0,00
	ET1	POIDS	Bottom	30626,55	0,00	0,00
	RDC	EX	Top	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EX	Bottom	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EY	Top	0,00	1,25	2218,38
	RDC	EY	Bottom	0,00	1,25	2218,38
	RDC	POIDS	Top	32954,59	0,00	0,00
	RDC	POIDS	Bottom	34746,91	0,00	0,00
	SS	EX	Top	0,00	2667,35	1,45
	SS	EX	Bottom	0,00	2667,35	1,45
	SS	EY	Top	0,00	1,45	2271,18
	SS	EY	Bottom	0,00	1,45	2271,18
	SS	POIDS	Top	36859,79	0,00	0,00
	SS	POIDS	Bottom	38652,12	0,00	0,00

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3
SS	C19	EX		0	18,28	
SS	C15	EX		0	1,45	
SS	C29	EX		0	750,28	21,81
SS	C1	EX		0	723,2	18,26
SS	C14	EX		0	502,24	14,96
SS	C18	EX		0	502,24	14,96
SS	C4	EX		0	471,75	16,57
SS	C32	EX		0	471,7	16,57
SS	C25	EX		0	405,45	9,38
SS	C31	EX		0	386,58	5,51
SS	C3	EX		0	385,89	5,45
SS	C8	EX		0	373,39	14,19
SS	C28	EX		0	373,28	14,19
SS	C16	EX		0	370,35	10,37
SS	C20	EX		0	370,31	10,37
SS	C5	EX		0	359,88	14,21
SS	C2	EX		0	341,64	5,95
SS	C30	EX		0	341,18	10,35
SS	C11	EX		0	171,23	12,07
SS	C23	EX		0	171,17	12,08
SS	C24	EX		0	159,57	12,28
					<b>Somme : 485,61</b>	
Moyenne : 15,1753125 Nb (non vides) : 33 Min. : 5,45 Max. : 60,64					<b>Somme : 485,61</b>	

**Figure V.5: Tableau des forces horizontales dans le sens X-X**

- Forces horizontales totales : **2667.35 KN ð 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **485.61 KN ð X**

$$X = \frac{4}{2} \cdot \frac{.6}{.3} \times 1 = 18.20 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 18.20 % des forces horizontales dans le sens X-X.

**B) Forces horizontales dans le sens Y-Y :**

On suit les mêmes étapes précédentes, en remplaçant Ex par Ey lors du choix de la combinaison.

L	M	N	O	P	Q	R		
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3		
SS	C10	EY		0	24,71	0,83	7,78	
SS	C22	EY		0	25,15	0,83	7,77	
SS	C23	EY		0	61,63		Somme : 399,39	
SS	C11	EY		0	61,8	0,28	7,78	
SS	C19	EY		0	65,98	1,79	5,62	
SS	C15	EY		0	68,03	1,87	5,63	
SS	C16	EY		0	124,67	1,55	4,33	
SS	C20	EY		0	124,7	1,54	4,33	
SS	C13	EY		0	138,09	1,22	4,89	
SS	C17	EY		0	138,1	1,23	4,88	
SS	C24	EY		0	144,23	1,14	5,32	
SS	C12	EY		0	144,32	1,14	5,33	
SS	C9	EY		0	158,05	0,95	5,32	
SS	C21	EY		0	158,18	0,95	5,31	
SS	C1	EY		0	160,17	2,57	5,96	
SS	C29	EY		0	164,4	2,99	5,98	
SS	C5	EY		0	183,38	1,25	5,69	
SS	C25	EY		0	185,81	0,82	5,47	
SS	C27	EY		0	187,67	2,15	7,84	
SS	C7	EY		0	187,93	2,14	7,86	
SS	C6	EY		0	221,45	2,63	7,95	
				Moyenne : 12,4809375	Nb (non vides) : 33	Min. : 4,33	Max. : 52,46	Somme : 399,39

**Figure V.6: Tableau des forces horizontales dans le sens Y-Y**

- Forces horizontales totales : **2271.18 KN** È **100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **399.39 KN** È **X**

$$X = \frac{399.39}{2271.18} = 17.58 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 17.58 % des forces horizontales dans le sens Y-Y.

**C) Forces verticales**

Pour afficher la **totalité des forces verticales** à la base, on procède à la création d'une sélection virtuelle « section cut » comme suit :

- Sélectionner tout les éléments à la base ;
- Afficher les résultats tableau : **Display** È **Show tables** È **Support Reactions**, en sélectionnant la combinaison **ELS** (qui regroupe **G + Q**).

J	K	L	M	N	O	P
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX
BASE	1	ELS	53,63	0,85	714,92	-0,
BASE	2	ELS	3,93	57,59	649,72	-7,
BASE	3	ELS	3,87	-65,68	754,93	10,
BASE	4	ELS	36,94	-36,12	575,1	4,
BASE	5	ELS	2,41	0,95	784,39	-0,
BASE	6	ELS	1,29	-0,09	1189,3	0,
BASE	7	ELS	1,18	-0,26	1197,53	0,
BASE	8	ELS	2,65	0,83	640,57	1,
BASE	9	ELS	0,21	1,04	1105,02	-0,
BASE	10	ELS	-0,3	-0,26	1294,99	0,
RASF	11	FIS	-0,59	-0,17	1261,95	0,
BASE	12	ELS	-0,56	-0,6	970,99	1,
BASE	13	ELS	1,6	1,73	1086,66	-1,
BASE	14	ELS	-0,34	-0,94	773,65	0,
BASE	15	ELS	111,45	0,07	1154,44	0,
BASE	16	ELS	-78,25	-0,03	1110,75	0,
BASE	17	ELS	-1,64	1,73	1086,43	-1,
BASE	18	ELS	0,32	-0,96	774,37	1,
BASE	19	ELS	-111,25	0,05	1152,55	0,
BASE	20	ELS	78,31	-0,02	1111,78	0,
BASE	21	ELS	-0,29	1,03	1102,48	-0,
BASE	22	ELS	0,32	-0,27	1293,33	0,
BASE	23	ELS	0,59	-0,18	1261,52	0,
BASE	24	ELS	0,58	-0,6	970,85	1,
BASE	25	ELS	0,28	0,99	750,86	-0,

Moyenne : 507,9047674 Nb (non vides) : 87 Min. : 81,83 Max. : 1294,99 Somme : 43679,81

Figure V.7: Tableau des forces verticales à la base

Pour afficher les forces verticales **reprises par les poteaux**, on sélectionne les poteaux du premier niveau (sous-sol) et on cherche à afficher les forces Fz reprises à l'ELS comme suit : **Display ð Show tables ð Columns forces**, avec la combinaison **ELS**.

O	P	Q	R	S	T
Story	Column	Load	Loc	FZ	V2
SS	C1	ELS		0	-593,46
SS	C2	ELS		0	-440,13
SS	C3	ELS		0	-515,44
SS	C4	ELS		0	-401,95
SS	C5	ELS		0	-784,39
SS	C6	ELS		0	-1189,3
SS	C7	ELS		0	-1197,53
SS	C8	ELS		0	-640,57
SS	C9	ELS		0	-1105,02
SS	C10	ELS		0	-1294,99
SS	C11	ELS		0	-1261,95
SS	C12	ELS		0	-970,99
SS	C13	ELS		0	-1086,66
SS	C14	ELS		0	-773,65
SS	C15	ELS		0	-674,77
SS	C16	ELS		0	-978,79
SS	C17	ELS		0	-1086,43
SS	C18	ELS		0	-774,37
SS	C19	ELS		0	-673,59
SS	C20	ELS		0	-979,7
SS	C21	ELS		0	-1102,48
SS	C22	ELS		0	-1293,33
SS	C23	ELS		0	-1261,52
SS	C24	ELS		0	-970,85
SS	C25	ELS		0	-750,86

-865,51875 Nb (non vides) : 33 Min. : -1294,99 Max. : -401,95 Somme : -27696,6

Figure V.8 : Tableau des forces verticales reprise par les poteaux

- Forces verticales totales : **43679.91 KN** È **100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **27696.6 KN** È **X**

$$X = \frac{2}{4} \cdot \frac{.6 \times 1}{.9} = 63.41 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent **63.41 %** des forces verticales.

### Conclusion

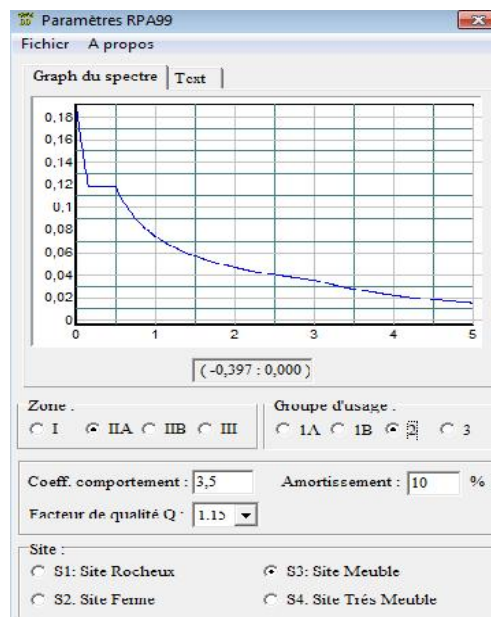
Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles > **20%**, soit **36.59 %**

D'après l'article **3.4** du **RPA 99 version 2003**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de voiles porteurs, dont le coefficient de comportement **R = 3.5**.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
<b>1a</b>	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	<b>5</b>
<b>1a</b>	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	<b>3.5</b>
<b>2</b>	Voiles porteurs	<b>3.5</b>
<b>3</b>	Noyau	<b>3.5</b>
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	<b>5</b>
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	<b>2</b>
<b>6</b>	Pendule inverse	<b>2</b>

**Tableau V.4: valeurs du coefficient de comportement R**

Cela nous amène à changer le spectre de réponse et introduire un nouveau spectre dans ETABS et refaire l'analyse



**Figure V.9: introduction d'un nouveau spectre**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA99.V2003)	Sens X		Sens Y	
<b>Coefficient</b>	<b>A</b>	0.15	<b>A</b>	0.15
	<b>D</b>	1.23	<b>D</b>	1.23
	<b>Q</b>	1.15	<b>Q</b>	1.15
	<b>W</b>	38652.12	<b>W</b>	38652.12
	<b>R</b>	3.5	<b>R</b>	3.5
<b>Forces sismiques V (KN)</b>	<b>2343.15</b>		<b>2343.15</b>	

Tableau V.5: Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y

### V.3.4 Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show tables → on selection **Building Modal Information**

→ **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

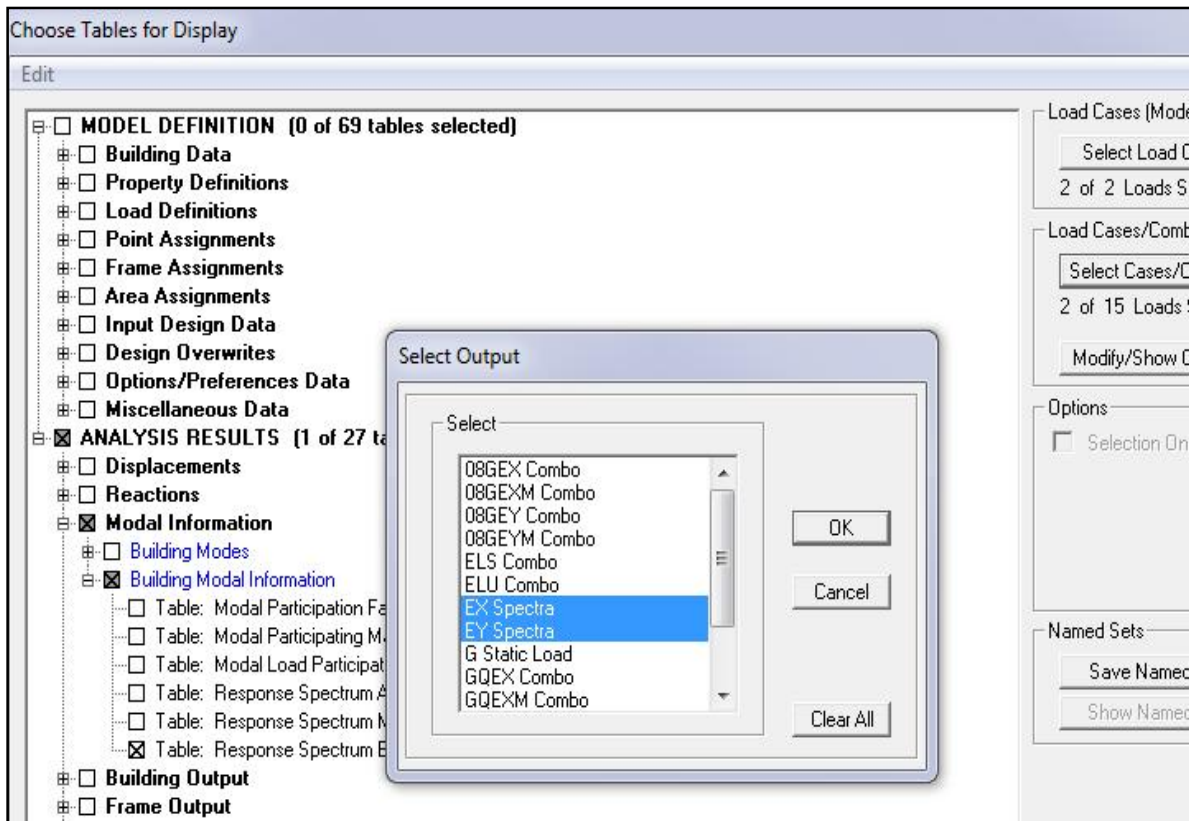


Figure V.10 : Extraction du l'effort tranchant sur ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story Shears						
Edit View						
Story Shears						
	Story	Load	Loc	P	VX	VY
	ET1	EX	Bottom	0,00	2491,49	1,36
	ET1	EY	Top	0,00	1,12	2106,60
	ET1	EY	Bottom	0,00	1,12	2106,60
	ET1	POIDS	Top	29519,85	0,00	0,00
	ET1	POIDS	Bottom	30626,55	0,00	0,00
	RDC	EX	Top	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EX	Bottom	0,00	2610,98	1,26
	RDC	EY	Top	0,00	1,25	2218,38
	RDC	EY	Bottom	0,00	1,25	2218,38
	RDC	POIDS	Top	32954,59	0,00	0,00
	RDC	POIDS	Bottom	34746,91	0,00	0,00
	SS	EX	Top	0,00	2667,35	1,45
	SS	EX	Bottom	0,00	2667,35	1,45
	SS	EY	Top	0,00	1,45	2271,18
	SS	EY	Bottom	0,00	1,45	2271,18
	SS	POIDS	Top	36859,79	0,00	0,00
	SS	POIDS	Bottom	38652,12	0,00	0,00

Figure V.11 : tableau des valeurs de l'effort tranchant sur ETABS.

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :  $V_x = 2667.37 \text{ KN}$

$V_y = 2271.18 \text{ KN}$

Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (X-X)	2343.15	1874.52	2667.37	Condition vérifiée
Sens (Y-Y)	2343.15	1874.52	2271.18	Condition vérifiée

Tableau V.6: Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y

V.3.5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :  $v = \frac{N_d}{B.f_c} \leq 0.3$

Avec:

$N_d$ : Effort normal.

$B$ : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

- Pour les poteaux 50x50

$$N_d = 1780.55 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1}{5} \frac{.5 \times 1^3}{x5 \times x2} = 0.28 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Pour les poteaux 45x45

$$N_d = 1053.39 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1}{4} \frac{.3 \times 1^3}{x4 \times x2} = 0.21 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Pour les poteaux 40x40

$$N_d = 596.96 \text{ KN}$$

$$V = \frac{5}{4} \frac{.9 \times 1^3}{x4 \times x2} = 0.15 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Pour les poteaux 35x35

$$N_d = 179.19 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1}{3} \frac{.1 \times 1^3}{x3 \times x2} = 0.058 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### V.3.6 Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (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 horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$u_K = R \times u_{ek} \quad (\text{formule 4.19 de RPA 2003})$$

$u_{ek}$ : déplacement absolu dû aux forces sismiques  $F_i$

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (**K**) par rapport au niveau (**K-1**) est égal à :

$$u_k = u_k - u_{k-1} \quad (\text{formule 4.20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

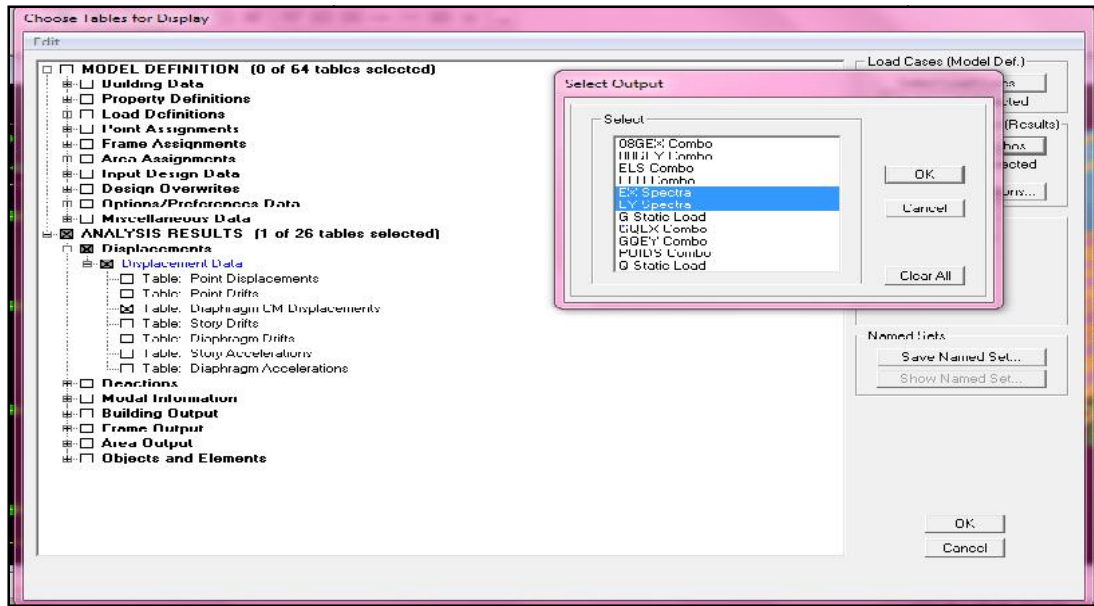


Figure V.13 : Extraction des déplacements relatifs sur ETABS.

Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS Displacement Data table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex et EY en cliquant sur :

**Select cases/combo... → on click 2 fois sur OK**

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Diaphragm CM Displacements									
Edit View									
Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	SS	D12	EX	0,0253	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00056
	TERRASSE	D11	EX	0,0226	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00048
	ET8	D10	EX	0,0207	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00044
	ET7	D9	EX	0,0187	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00040
	ET6	D8	EX	0,0165	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00035
	ET5	D7	EX	0,0143	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00030
	ET4	D6	EX	0,0120	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	ET3	D5	EX	0,0097	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	ET2	D4	EX	0,0074	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	ET1	D3	EX	0,0053	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	RDC	D2	EX	0,0033	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	SS	D1	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

Figure V.13 : tableaux des déplacements sous l'action EX

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
SS	D12	EY	0,0015	0,0341	0,0000	0,00000	0,00000	0,00038
TERRASSE	D11	EY	0,0001	0,0318	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
ET8	D10	EY	0,0001	0,0289	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
ET7	D9	EY	0,0001	0,0259	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
ET6	D8	EY	0,0001	0,0228	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
ET5	D7	EY	0,0001	0,0195	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
ET4	D6	EY	0,0001	0,0162	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ET3	D5	EY	0,0000	0,0129	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ET2	D4	EY	0,0000	0,0097	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
ET1	D3	EY	0,0000	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
RDC	D2	EY	0,0000	0,0041	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
SS	D1	EY	0,0000	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

Figure V.14 : Déplacements absolu sous l'action EY

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Story	Diaphragm	Load	U <sub>X</sub> (m)	$\frac{U_k=U}{k-U_k}$	Load	U <sub>Y</sub> (m)	$\frac{U_k=U}{k-U_k}$	1% h(m)	Condition
E9	D11	EX	0.0226	0.0019	EY	0.0318	0.0029	0.0306	CV
E8	D10	EX	0.0207	0.002	EY	0.0289	0.003	0.0306	CV
E7	D9	EX	0.0187	0.0022	EY	0.0259	0.0031	0.0306	CV
E6	D8	EX	0.0165	0.0022	EY	0.0228	0.0033	0.0306	CV
E5	D7	EX	0.0143	0.0023	EY	0.0195	0.0033	0.0306	CV
E4	D6	EX	0.0120	0.0023	EY	0.0162	-0.003	0.0306	CV
E3	D5	EX	0.0097	0.0023	EY	0.0192	0.0095	0.0306	CV
E2	D4	EX	0.0074	0.0021	EY	0.0097	0.003	0.0306	CV
E1	D3	EX	0.0053	0.002	EY	0.0067	0.0026	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0.0033	0.0022	EY	0.0041	0.0029	0.0442	CV
SS	D1	EX	0.0011	0.0011	EY	0.0012	0.0012	0.0442	CV

Tableau V.7 : Les déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

### V.3.7 Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » ( ).

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$k$ : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si  $k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $(\frac{1}{1-k})$ .
- Si  $k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens X-X (sous Ex)				Sens Y-Y (sous Ey)			
		$k_x$ [m]	$V_x$ [KN]	$V_x \times h$	x	$k_y$ [m]	$V_y$ [KN]	$V_y \times h$	y
ÉT 9	3331.5	0.0019	479.79	1468.157	0.004	0.0029	46.99	143.789	0.067
ÉT 8	6649.29	0.002	893.47	2734.018	0.005	0.003	444.45	1360.017	0.015
ÉT 7	9967.07	0.0022	1232	3769.920	0.006	0.0031	801.74	2453.324	0.013
ÉT 6	13284.86	0.0022	1519.76	4650.466	0.006	0.0033	1076.79	3294.977	0.013
ÉT 5	16706.69	0.0023	1770.48	5417.669	0.007	0.0033	1304.54	3991.892	0.014
ÉT 4	20128.51	0.0023	1991.53	6094.082	0.008	- 0.003	1500.94	4592.876	- 0.013
ÉT 3	23550.34	0.0023	2185.6	6687.936	0.008	0.0095	1676.53	5130.182	0.044
ÉT 2	27088.44	0.0021	2352.6	7198.956	0.008	0.003	1837.7	5623.362	0.014
ÉT 1	30626.55	0.002	2491.49	7623.959	0.008	0.0026	1982.13	6065.318	0.013
RDC	34746.91	0.0022	2610.98	11540.53 2	0.007	0.0029	2106.6	9311.172	0.011
SS	38652.12	0.0011	2667.35	11789.68 7	0.004	0.0012	2218.38	9805.240	0.005

Tableau V.8: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

**Conclusion**

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : **0.1.**

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- Pour  $V_x$

**Display show tables ANALYSIS RESULTS Building Output**  
**Table: Story Shears on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK**

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SM	EX	Top	0,00	47,23	0,05	104,410	0,000	0,000
	SM	EX	Bottom	0,00	47,23	0,05	104,410	0,151	144,87
	TERRASSE	EX	Top	0,00	479,79	0,55	2989,839	0,151	144,87
	TERRASSE	EX	Bottom	0,00	479,79	0,55	2989,956	1,734	1587,4
	ET8	EX	Top	0,00	893,47	0,69	5847,750	1,734	1587,4
	ET8	EX	Bottom	0,00	893,47	0,69	5847,881	3,786	4321,4
	ET7	EX	Top	0,00	1232,00	0,76	8231,918	3,786	4321,4
	ET7	EX	Bottom	0,00	1232,00	0,76	8232,077	5,602	8064,2
	ET6	EX	Top	0,00	1519,76	0,89	10285,672	5,602	8064,2
	ET6	EX	Bottom	0,00	1519,76	0,89	10285,848	7,481	12640,7
	ET5	EX	Top	0,00	1770,48	0,93	12091,020	7,481	12640,7
	ET5	EX	Bottom	0,00	1770,48	0,93	12091,203	9,480	17935,6
	ET4	EX	Top	0,00	1991,53	1,03	13703,653	9,480	17935,6
	ET4	EX	Bottom	0,00	1991,53	1,03	13703,827	11,587	23853,7
	ET3	EX	Top	0,00	2185,60	1,12	15129,088	11,587	23853,7
	ET3	EX	Bottom	0,00	2185,60	1,12	15129,246	13,922	30307,8
	ET2	EX	Top	0,00	2352,60	1,17	16361,553	13,922	30307,8
	ET2	EX	Bottom	0,00	2352,60	1,17	16361,870	16,438	37700,5

Figure V.15 : Déplacements absolu sous l'action EX

- Pour  $V_y$

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SM	EY	Top	0,00	0,12	46,99	612,749	0,000	0,000
	SM	EY	Bottom	0,00	0,12	46,99	612,749	144,263	0,375
	TERRASSE	EY	Top	0,00	0,54	444,45	6205,444	144,263	0,375
	TERRASSE	EY	Bottom	0,00	0,54	444,45	6205,536	1474,023	1,815
	ET8	EY	Top	0,00	0,71	801,74	11243,231	1474,023	1,815
	ET8	EY	Bottom	0,00	0,71	801,74	11243,361	3930,063	3,944
	ET7	EY	Top	0,00	0,71	1076,79	15182,099	3930,063	3,944
	ET7	EY	Bottom	0,00	0,71	1076,79	15182,295	7195,230	5,781
	ET6	EY	Top	0,00	0,85	1304,54	18492,610	7195,230	5,781
	ET6	EY	Bottom	0,00	0,85	1304,54	18492,856	11100,305	7,524
	ET5	EY	Top	0,00	0,94	1500,94	21388,448	11100,305	7,524
	ET5	EY	Bottom	0,00	0,94	1500,94	21388,689	15546,861	9,550
	ET4	EY	Top	0,00	0,92	1676,53	24029,629	15546,861	9,550
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,92	1676,53	24029,879	20462,578	11,72
	ET3	EY	Top	0,00	0,99	1837,70	26479,348	20462,578	11,72
	ET3	EY	Bottom	0,00	0,99	1837,70	26479,579	25795,438	13,95
	ET2	EY	Top	0,00	1,09	1982,13	28691,334	25795,438	13,95
	ET2	EY	Bottom	0,00	1,09	1982,13	28691,588	31508,415	16,98

Figure V.16 : Déplacements absolu sous l'action EY

- Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SM	POIDS	Top	187,80	0,00	0,00	0,000	399,077	-2399,1
	SM	POIDS	Bottom	225,29	0,00	0,00	0,000	478,680	-2878,0
	TERRASSE	POIDS	Top	2551,97	0,00	0,00	0,000	14677,556	-32601,;
	TERRASSE	POIDS	Bottom	3331,50	0,00	0,00	-0,001	19552,592	-42559,9
	ET8	POIDS	Top	5762,91	0,00	0,00	-0,001	34612,244	-73621,;
	ET8	POIDS	Bottom	6649,29	0,00	0,00	-0,002	40039,688	-84944,9
	ET7	POIDS	Top	9080,69	0,00	0,00	-0,002	55099,341	-116005,;
	ET7	POIDS	Bottom	9967,07	0,00	0,00	-0,004	60527,209	-127329,;
	ET6	POIDS	Top	12398,48	0,00	0,00	-0,004	75586,862	-158390,;
	ET6	POIDS	Bottom	13284,86	0,00	0,00	-0,006	81015,082	-169714,;
	ET5	POIDS	Top	15716,26	0,00	0,00	-0,006	96074,734	-200775,;
	ET5	POIDS	Bottom	16706,69	0,00	0,00	-0,008	102128,762	-213427,;
	ET4	POIDS	Top	19138,09	0,00	0,00	-0,008	117188,415	-244489,;
	ET4	POIDS	Bottom	20128,51	0,00	0,00	-0,011	123242,645	-257141,;
	ET3	POIDS	Top	22559,92	0,00	0,00	-0,011	138302,298	-288202,;
	ET3	POIDS	Bottom	23550,34	0,00	0,00	-0,013	144356,589	-300855,;
	ET2	POIDS	Top	25981,74	0,00	0,00	-0,013	159416,242	-331916,;
	ET2	POIDS	Bottom	27089,44	0,00	0,00	-0,015	166180,617	-346064,;

Figure V.17 : Déplacements absolu sous le poids

V.3.8 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$u_{Max} \leq f = \frac{h_t}{5} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91})$$

Avec :

**f** : la flèche admissible.

**h<sub>t</sub>** : la hauteur totale du bâtiment

- Suivant Ex

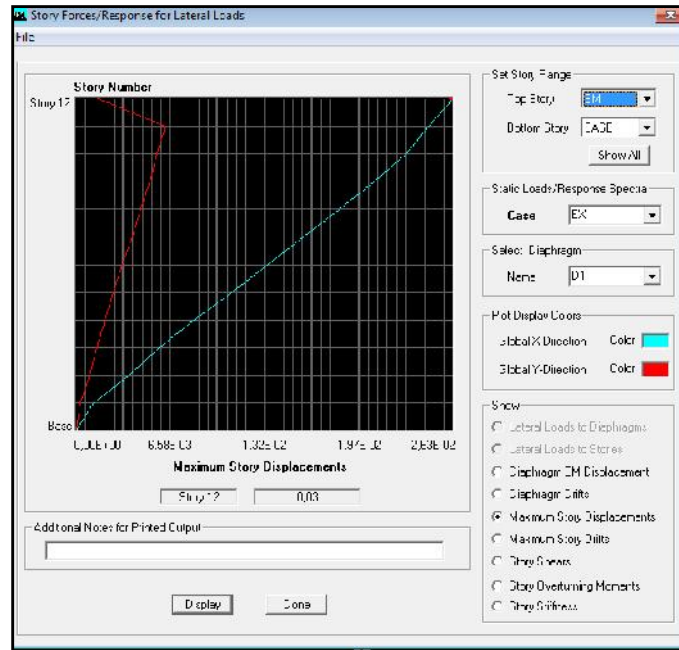


Figure V.18 : Déplacements maximaux sous l'action EX

$$u_{Max} = 0.0728 \quad f = \frac{h_t}{5} = \frac{3.3}{5} = 0.66 \text{ m} \quad \ddot{E} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Suivant Ey

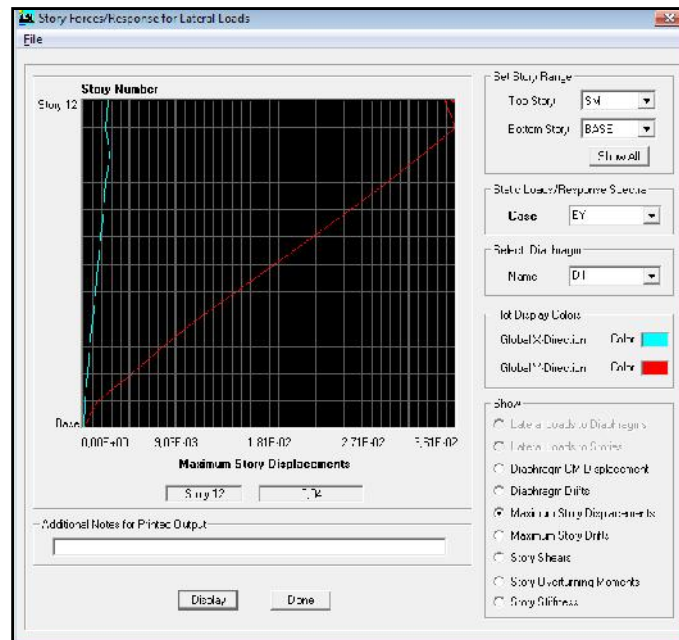


Figure V.19: Déplacements maximaux sous l'action EY

$$u_{Max} = 0.0 \text{ m} \quad f = \frac{H}{5} = \frac{3.3}{5} = 0.0728 \text{ m} \quad \checkmark \text{ (Condition vérifiée)}$$

**V.3.9 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical**

D'après le RPA 99 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 égale à  $\pm 0.05 L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse.

$C_R$  : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L$$

Pour déterminer les valeurs de  $C_M$  et  $C_R$  par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

**Display show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

**ANALYSIS RESULTS Building Output.**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/compos Center Rigidity OK OK**

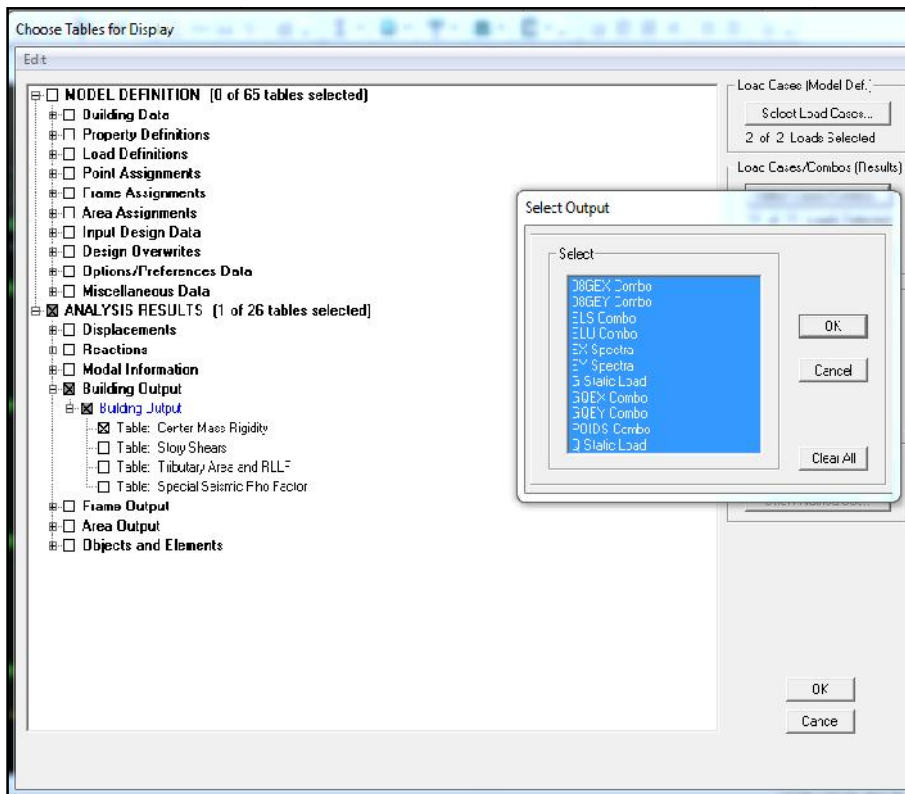


Figure V.20 : Extraction des centres de rigidités et de masses relatifs sur ETABS.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
PSM	12.574	6.282	12.778	6.758	- 0.204	- 0.476	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 9	12.548	5.886	12.779	6.575	- 0.231	- 0.689	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 8	12.775	6.168	12.779	6.512	- 0.004	- 0.344	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 7	12.775	6.17	12.779	6.48	- 0.004	- 0.31	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 6	12.775	6.173	12.778	6.46	- 0.003	- 0.287	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 5	12.775	6.173	12.778	6.446	- 0.003	- 0.273	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 4	12.775	6.175	12.777	6.435	- 0.002	- 0.26	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 3	12.775	6.177	12.777	6.43	- 0.002	- 0.253	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 2	12.775	6.194	12.776	6.425	- 0.001	- 0.231	1.3025	0.6275	C.V
ÉT 1	12.775	6.177	12.777	6.426	- 0.002	- 0.249	1.3025	0.6275	C.V
RDC	12.775	6.098	12.776	6.432	- 0.001	- 0.334	1.3025	0.6275	C.V
SS	12.775	2.125	12.775	2.449	0	- 0.324	1.3025	0.6275	C.V

**Tableau V.9 : vérification de l'effet de torsion**

### Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens **X-X** et dans le sens **Y-Y**.

### Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferrailage des différents éléments structuraux

# **CHAPITRE VI**

## **Ferraillage des éléments porteurs**

## VI.1 Ferrailage des poteaux

### VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus

défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
  - effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ).
  - moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{cor}}$ ).
- Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	"	béton			Aciers		
		$\chi_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\chi_s$	$\dagger_s$ (MPa)
<b>durable</b>	<b>0.85</b>	1.5	25	14.2	400	1.15	348
<b>accidentelle</b>	<b>1</b>	1.15	25	18.48	400	1	400

**Tableau VI.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le **RPA 99 Version 2003** et **BAEL 91 modifié 99** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon **BAEL91modifiée 99** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (**article 5.2**) selon le **RPA99version 2003** :

$$G + Q \ddot{E} E$$

$$0.8 G \ddot{E} E$$

### VI.1.2 Recommandation du RPA 99version 2003

#### ▪ Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

- ) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ) Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
  - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
  - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0.008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max}=0.04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux (50x50)	20.00	150	100
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

- ) Le diamètre minimal est de 12mm.
- ) La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone **IIa**
- ) La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser **25cm** en zone **IIa**.

Délimitation de la

zone nodale :

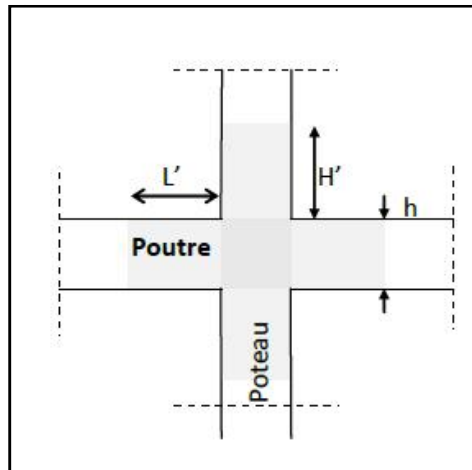


Figure VI.1 : zone nodale dans le poteau

- Les poteaux :

$$h' = m \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 6 \right\}$$

- les poteaux de sous- sol et étages (1et 2) et de RDC (50x50) :

$$h' = \left\{ \frac{4}{6}; 50; 60 \right\} = 73.67 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup>) (45x45) :

$$h' = \left\{ \frac{3}{6}; 45, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup>) (40x40) :

$$h' = \left\{ \frac{3}{6}; 40; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux du 9<sup>ème</sup> étage (35x35) :

$$h' = \left\{ \frac{3}{6}; 35; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- Les poutres :

- les poutres principales (30x40) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- les poutres principales (25x35) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

### VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales 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 un moment fléchissant  $M_f$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

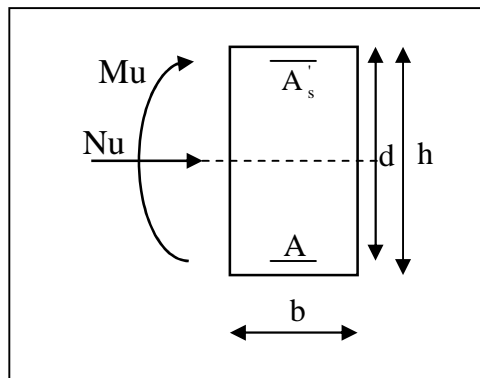


Figure VI.2 : Section de ferrailage

#### a. Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.3 - 0.8 \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_b \quad A \quad : M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \end{array} \right.$$

Avec :

$M_f$  : Moment fictif

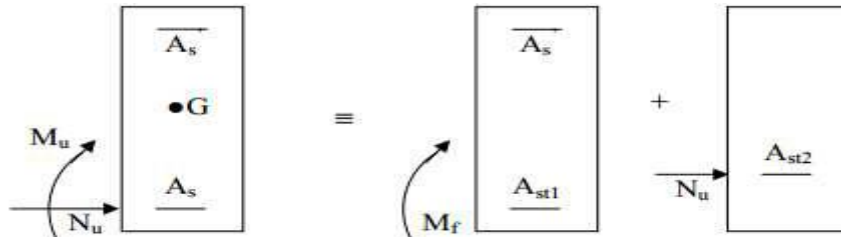


Figure VI.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C)

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_b}$$

Avec :

$$f_b = \frac{0.8 f_c}{\theta_{\gamma b}} = 1.2 M$$

) Si :  $\mu < \mu_{lim}$  X0.392 la section est simplement armée.

On détermine  $\xi$  du tableau

$$A_1 X \frac{M_f}{\xi d \Xi_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 Z \frac{N_u}{\Xi_s}$$

Si :  $A_s > 0$  donc :

$$A_s = m \left\{ \frac{b}{1} ; 0.2 \frac{f_t}{f_e} \right\}$$

) Si :  $\mu > \mu_{lim}$  X0.392 la section est doublement armée

On calcule :

$$M_r X \xi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\zeta M X M_f Z M_r$$

$$A_1 X \frac{M_r}{\xi d \Xi_s} \Gamma \frac{\zeta M}{f_d Z c' \Xi_s} ; A' X \frac{\zeta M}{f_d Z c' \Xi_s}$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée(SDA)

$$\exists_s X \overset{f_e}{\uparrow} X 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\exists_s}$

### b. Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.3 - 0.8 \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_b \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 X \frac{N Z 100 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \exists_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b f_b}}{0.8 - \frac{c}{h}}$$

### ➤ Exemple de calcul a l'ELU

Pour les poteaux (50̂ 50) :

$$N_u = 1946.79 \text{ KN} ; M_u = 83.307 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{83.307}{1946.79} = 0.043 \text{ m}$$

$$e_u = 4.3 \text{ cm} \quad \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2 = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.37 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} ?$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

On a :

$$M_f = 83.307 + 1946.79 \left( \frac{0.5}{2} - 0.02 \right) = 531.069 \text{ KN.m}$$

$$0.37 - 0.81 X \frac{0.02}{0.5} > 0.5 X (0.5)^2 X 14.2 \cdot 10^3 X 540.665 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot f_d Zc'AZM_f X403.390 \text{ KN.m} \quad 0.337 Z0.81 \cdot \frac{c'}{h} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} X540.665 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{5,0 \times 10^6}{5 \times 4^2 \times 12} = 0.324$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(S.S.A) (As' = 0)}$$

$$\mu = 0.324 \rightarrow \lambda = 0.797$$

$$A_f = \frac{M_f}{\lambda \cdot d \cdot s} = \frac{53.069 \times 10^6}{0.797 \times 480 \times 348 \times 10^2} = 39.89 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{s} = 39.89 - \frac{1946.79 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -16.05 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

#### VI.1.4 Ferrailage des poteaux à l'ELU

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

**Zone I :** Du SS au 2<sup>ème</sup> étage ;

**Zone II :** Du 3<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage ;

**Zone III :** Du 6<sup>ème</sup> étage au 8<sup>ème</sup> étage ;

**Zone IV :** 9<sup>ème</sup> étage.

Donc :

$$A_1 X \frac{N Z100.3 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100.3 s} \text{ et } A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b h f_b}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1946.79(0.480 - 0.02) - 531.069}{50 \times 50 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.50}}$$

$$\psi = 0.45$$

Donc :

$$A_1 \times \frac{1946.79 \times 1000 \times 50 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$A_1 \times 101.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_1 = 0 ; A_2 = 0$$

### Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : sous-sol + RDC, 1er et 2ème étage.
- **Zone II** : du 3ème au 6ème étage.
- **Zone III** : du 6ème au 9ème étage.

### ➤ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (**Socotec**). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	Effort normale N (KN)	Moment M (KN.m)	observation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Zone I (50x50)	GQEX	N <sub>max</sub> = 1946.79	M <sub>corr</sub> = -52.98	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 1067.28	M <sub>corr</sub> = 5.14	SEC	0	0
	GQEXM	N <sub>corr</sub> = 722.78	M <sub>max</sub> = -82.143	SEC	0	0
Zone I (45x45)	ELU	N <sub>max</sub> = 153.39	M <sub>corr</sub> = 6.594	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 159.08	M <sub>corr</sub> = 3.295	SEC	0	0
	08GEXM	N <sub>corr</sub> = 388.39	M <sub>max</sub> = - 83.254	SPC	0.65	0
Zone I (40x40)	ELU	N <sub>max</sub> = 596.96	M <sub>corr</sub> = 7.843	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 86.82	M <sub>corr</sub> = 17.235	SPC	0	0.05
	GQEX	N <sub>corr</sub> = 144.46	M <sub>max</sub> = 70.588	SPC	0	3.78
Zone I (35x35)	ELU	N <sub>max</sub> = 179.19	M <sub>corr</sub> = 12.935	SEC	0	0
	08GEYM	N <sub>min</sub> = 53.72	M <sub>corr</sub> = 20.163	SPC	0	1.04
	GQEX	N <sub>corr</sub> = 107.24	M <sub>max</sub> = 54.792	SPC	0	3.77

**Tableau VI.3: Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal**

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99/modifiée2003**) en zone IIa.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
sous-sol + RDC, 1er et 2ème étage.	(50x50)	0	0	20	20.61	4HA20 + 4HA16
3étage -5étage	(45x45)	0.65	0	16.2	16.08	4HA16 + 4HA16
6étage – 8étage	(40x40)	0	3.78	12.8	14.2	4HA16 + 4HA14
9ème étage	(35x35)	0	3.77	9.8	10.68	4HA14 + 4HA12

Tableau VI.4 : Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

### VI.1.5 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

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

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

) **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$l_t \geq \frac{h_t}{3} \quad l_t = \frac{2}{3} = 6.66$$

Soit:  $l_t \geq 8\text{mm}$

Avec :

$l_t$ : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

$A_t$ : armatures transversales

$V_u$ : effort tranchant de calcul

$h_t$ : hauteur totale de la section brute

$S_t$ : espacement des armatures transversales

)] **Espacement des armatures transversales « S<sub>t</sub> » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :  
 Dans la zone nodale

$$St \min (10\phi_1; 15cm) \quad \text{longitudinale}$$

$$St \min (10 \times 1.2; 15cm) = \min (12; 15 cm) \quad St = 10 cm$$

Dans la zone courante

$$St \ 15 \phi_1$$

$$St \ 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 cm \quad S_t = 15 cm$$

Avec :

$\phi_1 = 12mm$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**Conclusion**

On adopte :

$$St = 10 cm \text{ en zone nodale}$$

$$St = 15 cm \text{ en zone courante}$$

)] **Coefficient correcteur ( $\rho$ ):** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

SECTION DES POTEAUX (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> = 0.7L <sub>0</sub> (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$
(50x50)	4.42	3.094	6.188
(50x50)	3.06	2.142	4.284
(45x45)	3.06	2.142	4.76
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12

Tableau VI.5 : Les valeurs de l'élancement géométrique  $\lambda_g$

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC, 1er et 2ème étage	Zone I (50x50)	66.83	36.95
Du 3ème au 5ème étage	Zone II (45x45)	57.4	29.01
du 6ème au 8ème étage.	Zone III (40x40)	47.28	27.05
9ème étage.	Zone III (35x35)	39.33	24.64

Tableau VI.6 : L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

▪ **Poteau (35×35) (étage 9) :**

$$\rho_g = 6.12 \rightarrow \rho_g < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

**Vu** : L'effort tranchant max

$$Vu = 39.33 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 39.33}{3 \times 4} \times 10^3 = 7.2 \text{ mm}^2$$

- En zone courante:  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 39.33}{3 \times 4} \times 15^3 = 1.3 \text{ mm}^2$$

▪ **Poteau (40×40) (étage 6-7-8)**

$$\rho_g = 5.355 \rightarrow \rho_g < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$Vu = 47.28 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 47.28}{4 \times 4} \times 10^3 = 7.8 \text{ mm}^2$$

- En zone courante:  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 47.28}{4 \times 4} \times 15^3 = 1.8 \text{ mm}^2$$

▪ **Poteau (45×45) (étage 1-2)**

$$\rho_g = 4.76 \rightarrow \rho_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$Vu = 57.40 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{3.75 \times 57.40}{4 \times 4} \times 10^3 = 1.5 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{3.75 \times 57.40}{4 \times 4} \times 15^3 = 1.0 \text{ mm}^2$$

▪ **Poteau (50×50) (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup>)**

$$\rho_g = 4.284 \rightarrow \rho_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$Vu = 66.83 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{3.75 \times 66.83}{5 \times 4} \times 10^3 = 1.3 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{3.75 \times 66.83}{5 \times 4} \times 15^3 = 1.9 \text{ mm}^2$$

▪ Poteau (50x50) (RDC et sous-sol)

$$\gamma_g = 6.188 \rightarrow \gamma_g \leq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u = 66.83 \text{ KN}$$

- En zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 66.83}{5 \times 4} \times 10 = 6.683 \text{ mm}^2$$

- En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V}{h \times f_t} \times S = \frac{2.5 \times 66.83}{5 \times 4} \times 15 = 9.994 \text{ mm}^2$$

VI.1.6 Vérifications à l'ELU

A) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

- si  $\gamma_g \leq 5$  la quantité d'armatures transversale est **0.3%**
- si  $\gamma_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est **0.8%**
- si  $3 < \gamma_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

poteaux	$\gamma_g$	$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = 0.3\% \cdot b \cdot S_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choi}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(50x50) Entre-sol + RDC	6.188	0.3%	nodale	1.5	0.84	4 8 = 2.01	CV
			courante	2.25	1.25	4 10 = 3.14	CV
(50x50) étages 1 et 2	6.347	0.3%	nodale	1.5	1.25	4 8 = 2.01	CV
			courante	2.25	1.88	4 10 = 3.14	CV
(45x45) Étage 3 et 5	4.76	0.36%	nodale	1.35	1.20	4 8 = 2.01	CV
			courante	2.025	1.58	4 10 = 3.14	CV
(40x40) Étage 6 et 8	5.355	0.3%	nodale	1.2	0.74	4 8 = 2.01	CV
			courante	1.8	1.11	4 8 = 2.01	CV
(35x35) Étage 9.	6.12	0.3%	nodale	1.05	0.70	4 8 = 2.01	CV
			courante	1.575	1.05	4 8 = 2.01	CV

Tableau VI.7: Sections des armatures transversales

**Remarque**

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{\min} < A_{\text{choi}}$

- Les poteaux (**du 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage**) seront encadrées avec un cadre de **T8**, de sections transversales ( **$4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2$** ) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (**SS ; RDC ; 1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage**) seront encadrées avec un ( **$4\phi 10 = 3.14\text{cm}^2$** ) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur

Droite minimum  **$10 \phi_t \min = 8 \text{ cm}$** .

**B) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \phi_t \leftrightarrow$

- Pour les **HA12** :  $L \geq 1.2 \phi_t \geq 1.2 \times 140 = 168 \text{ cm}$
- Pour les **HA14** :  $L \geq 1.4 \phi_t \geq 1.4 \times 140 = 196 \text{ cm}$
- Pour les **HA16** :  $L \geq 1.6 \phi_t \geq 1.6 \times 140 = 224 \text{ cm}$
- Pour les **HA20** :  $L \geq 2.0 \phi_t \geq 2.0 \times 140 = 280 \text{ cm}$

**C) Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_t$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \hat{f}_{c28} = 0.6 + 0.06 \hat{25} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1.4 \times 4}{4 \times 2.8} = 49.38 \text{ cm}$$

- Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1.6 \times 4}{4 \times 2.8} = 56.44 \text{ cm}$$

- Pour les HA 20 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{2 \times 4}{4 \times 2.8} = 70.55 \text{ cm}$$

**VI.1.7 Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)**

On doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b} \quad \bar{\tau}_b = \rho_d \times f_c$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } l_g \leq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } l_g > 5$$

poteaux	$V_u$	$B$	$h$	$l_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \quad \bar{\tau}_b$
(50x50) Sous-sol + RDC	66.83	50	50	6.188	0.075	0.278	1.875	CV
(50x50) du 1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> étage	66.83	50	50	4.284	0.04	0.278	1	CV
(45x45) du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	57.40	45	45	4.76	0.04	0.297	1	CV
(40x40) du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage	47.28	40	40	5.355	0.075	0.311	1.875	CV
(35x35) au 9 <sup>ème</sup> étage.	39.33	35	35	6.12	0.075	0.340	1.875	CV

Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement

### VI.1.8 Vérification à L'ELS

#### A) Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### B) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_m = 0.2 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.4}{e_s - 0.1} \right] b$$

Avec :

$A_{min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

$d$  : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

### C) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 1 \text{ M}$$

#### Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC comme suit :

Section	Effort normal $N_s$ (KN)	Moment $M_s$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$A_{min}$	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	observation
Zone I (50x50)	$N_{max}=1294.99$	$M_{corr}= 0.885$	0.0007	7.13	<b>20.61</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}=290.49$	$M_{corr}= 0.504$	0.0017	7.13		
	$N_{corr}= 534.45$	$M_{max}= 31.729$	0.0594	7.16		
Zone I (45x45)	$N_{max}= 767.50$	$M_{corr}= 4.777$	0.0062	5.75	<b>16.08</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 147.65$	$M_{corr}= 0.192$	0.0013	5.75		
	$N_{corr}= 335.94$	$M_{max}= 39.288$	0.1169	5.80		
Zone II (40x40)	$N_{max}= 435.14$	$M_{corr}= 5.684$	0.0131	4.52	<b>14.2</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 38.87$	$M_{corr}= 0.079$	0.0020	4.51		
	$N_{corr}= 170.73$	$M_{max}= 40.353$	0.2364	4.61		
Zone III (35x35)	$N_{max}= 131.19$	$M_{corr}= 9.269$	0.0707	3.45	<b>10.68</b>	<b>CV</b>
	$N_{min}= 0.66$	$M_{corr}= 0.095$	0.1439	3.48		
	$N_{corr}= 122.75$	$M_{max}= 33.755$	0.2750	3.53		

Tableau VI.9 : vérification de la condition de non fragilité.

▪ Poteaux (50 x 50) :

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	2,65 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	38 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	12,9 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,75 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	7,77 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	113,7 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	71,8 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	4,6 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	0,94 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	14 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	13,6 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,91 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Figure VI.4 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (50 x 50)

▪ Poteaux (45 x 45) :

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	1,94 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	28,7 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	23,4 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,53 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	0,6 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	8,94 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	8,73 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,58 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes		Résultats aux ELS : Contraintes	
	calculées	limites	
béton fibre supérieure :	3,05 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	42,2 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-2,63 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa
Position de l'axe neutre : y0 = 0,4 m			

Figure VI.5 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45)

▪ Poteaux (40 x 40) :

Résultats aux ELS : Contraintes			Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites		calculées	limites
béton fibre supérieure :	2,49 MPa	< 15 MPa	béton fibre supérieure :	0,2 MPa	< 15 MPa
armatures supérieures :	36,5 MPa	< 400 MPa	armatures supérieures :	2,94 MPa	< 400 MPa
armatures inférieures :	27,9 MPa	< 400 MPa	armatures inférieures :	2,82 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	1,81 MPa	< 15 MPa	béton fibre inférieure :	0,19 MPa	< 15 MPa
Section entièrement comprimée.			Section entièrement comprimée.		

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	3,61 MPa	< 15 MPa
armatures supérieures :	46,7 MPa	< 400 MPa
armatures inférieures :	-37,5 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa
Position de l'axe neutre : y0 = 0,22 m		

Figure VI.6 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40)

▪ Poteau (35 x 35) :

Résultats aux ELS : Contraintes			Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites		calculées	limites
béton fibre supérieure :	1,69 MPa	< 15 MPa	béton fibre supérieure :	0,01 MPa	< 15 MPa
armatures supérieures :	23,2 MPa	< 400 MPa	armatures supérieures :	0,18 MPa	< 400 MPa
armatures inférieures :	2,26 MPa	< 400 MPa	armatures inférieures :	-0,08 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0,01 MPa	< 15 MPa	béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa
Section entièrement comprimée.			Position de l'axe neutre : y0 = 0,23 m		

Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	4,48 MPa	< 15 MPa
armatures supérieures :	55,1 MPa	< 400 MPa
armatures inférieures :	-62,2 MPa	< 400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	< 15 MPa
Position de l'axe neutre : y0 = 0,17 m		

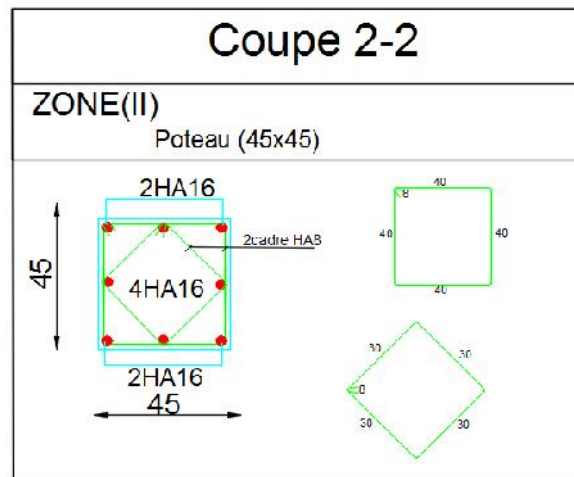
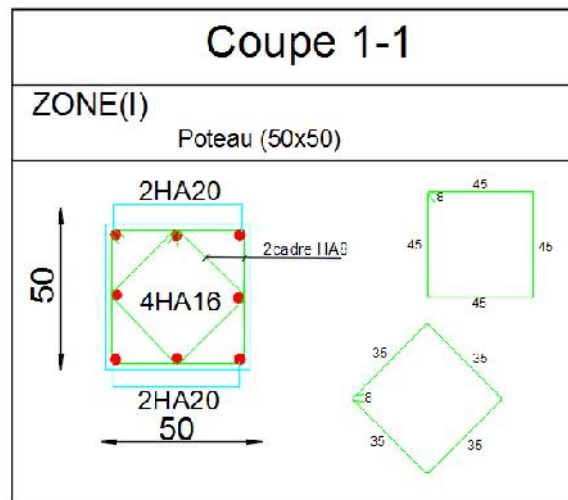
Figure VI.7 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35 x 35)

**VI.1.9 Conclusion**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
sous-sol + RDC 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	(50x50)	20.61	4HA20 + 4HA16
3 <sup>ème</sup> étage 5 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	16.08	4HA16 + 4HA16
6 <sup>ème</sup> étage 8 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	14.2	4HA16 + 4HA14
9 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	10.68	4HA14 + 4HA12

Tableau VI.10 : Résultats de ferrailage des poteaux



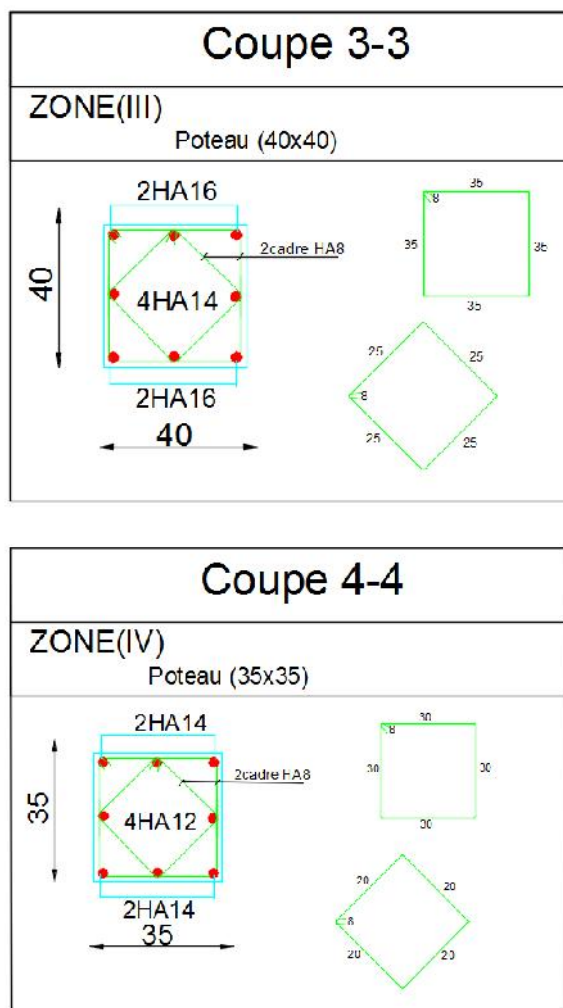


Figure VI.8 : Schémas de ferrailage de poteaux

## VI.2 Ferrailage des poutres

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

) à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

) à l'ELS :

$$G + Q \quad (\text{BAEL 91})$$

) Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99/Version 2003})$$

### VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

#### 1) 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 de **0.5%** en toute section.

- **Poutres principales : (30 x 40)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires : (25 x 35)**

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante**

$$A_m^P = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_m^P = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement**

$$A_m^P = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_m^P = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

## 2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

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 :

$$\begin{cases} S_t = m \left( \frac{h}{4} ; 1 \phi_l \right) & (z \quad n) \\ S_t = \frac{h}{2} & (e \quad d \quad d \quad l \quad z \quad e \quad n) \end{cases}$$

Avec :

$m$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

### VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b}$$

Avec :

$$f_b = \frac{0.8 f_c}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & S \quad t \quad 2 \\ \theta = 0.9 & S \quad 1 \quad t \quad 2 \\ \theta = 0.8 & S \quad t \quad 1 \end{cases}$$

- **1er cas:**

Si :  $\mu < \mu_1 = 0.3$  → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s = 0$ .

La section d'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

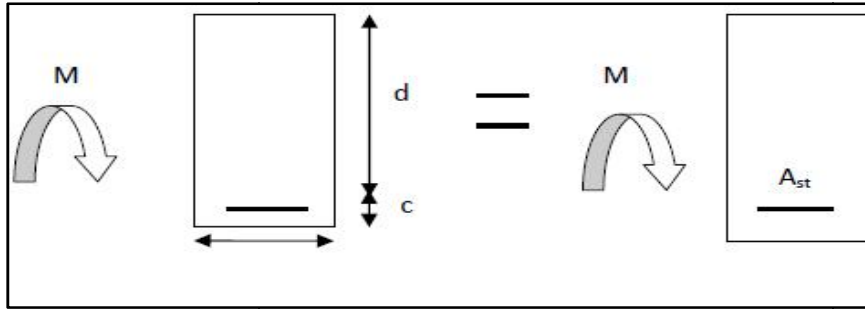


Figure VI.9 : Schéma de Ferraillage des poutres simplement armée

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

– 2<sup>eme</sup> cas:

$\mu > \mu_1 = 0.3 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

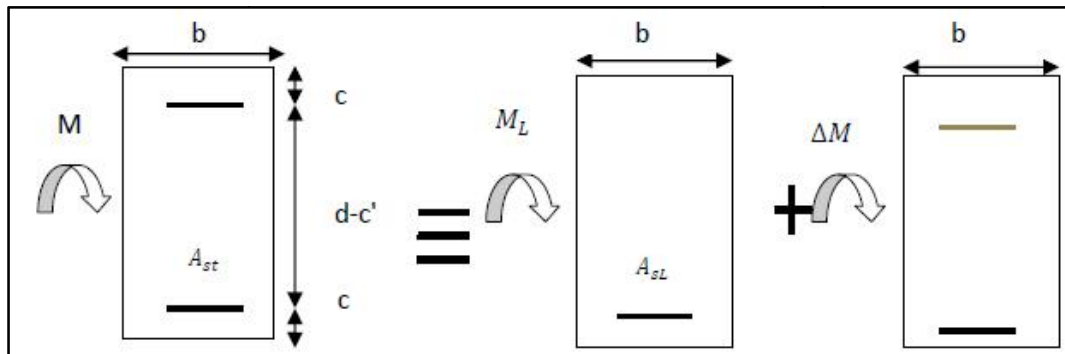


Figure VI.10 : Schéma de Ferraillage des poutres doublement armée

$$A_s = A_S + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_S = \frac{M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_b$$

$$M = M_u - M_r$$

**M<sub>u</sub>** : Moment sollicitant.

**M<sub>r</sub>** : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

**Remarque :**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	$f_{cz}$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$f_b$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_s$ [MPa]
<b>Situation accidentelle</b>	25	400	21.74	1.15	1	0.85	400
<b>Situation courante</b>	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

**Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.**

▪ **Exemple de calcul**

**1) Poutres principales (30 x 40)**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{47.402 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0} < \mu_1 = \mathbf{0.3}$$

La section est simplement armée (**S.S.A.**).

$$\mu = \mathbf{0.0} \qquad \beta = \mathbf{0.9}$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\sigma_s \cdot d_s} = \frac{47.402 \times 10^4}{0.959 \times 38 \times 3480} = 3.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_b} = \frac{75.136 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = \mathbf{0.1} < \mu_1 = \mathbf{0.3}$$

La section est simplement armée (**S.S.A.**).

$$\mu = \mathbf{0.1} \qquad \beta = 0.935$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{d_s} = \frac{75.136 \times 10^4}{0.935 \times 38 \times 3480} = 6.08 \text{ cm}^2$$

<b>Poutre principale</b>	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	47.402	0.078	<b>SSA</b>	0.959	3.74	<b>3HA14</b>	4.62
<b>Aux appuis</b>	75.136	0.122	<b>SSA</b>	0.935	6.08	<b>3HA14+3HA12</b>	8.01

**Tableau VI.12 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales**

## 2) Poutre secondaires (25 x 35)

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_b} = \frac{9.873 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.3$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.026 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{d_s} = \frac{9.873 \times 10^4}{0.987 \times 33 \times 3480} = 0.871 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_b} = \frac{78.523 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.204 < \mu_1 = 0.3$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.204 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.885$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{d_s} = \frac{78.523 \times 10^4}{0.885 \times 33 \times 3480} = 7.73 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaires	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	9.873	0.026	SSA	0.987	0.871	3HA14	4.62
Aux appuis	78.523	0.204	SSA	0.885	7.73	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.13 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

## VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

## A) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

## 1. Poutres principales PP

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{a\acute{e}u} > A_m = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 1.3 \text{ cm}^2$$

) Aux appuis :

$$A_{a\acute{e}u} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_m = 1.376 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_a \acute{e}e = 8.0 \text{ cm}^2 > A_m (R) = 6 \text{ cm}^2$$

) En travée :

$$A_{a\acute{e}u} = 4.62 > A_m = 1.376 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

## 2. Poutres secondaires PS

$$A_{a\acute{e}u} > A_m = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = \mathbf{0.9 \text{ cm}^2}$$

) Aux appuis :

$$A_{a\acute{e}u} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_m = 0.996 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

$$A_{a\acute{e}u} = \mathbf{8.0 \text{ cm}^2} > A_m (\mathbf{R}) = \mathbf{4.3 \text{ cm}^2}$$

) En travée :

$$A_{a\acute{e}u} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_m = 0.996 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

## B) V\acute{e}rification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifi\acute{e}e 99)

### 1. Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{T_u}{b} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^m = \mathbf{94.43 \text{ KN}}$$
 (effort tranchant max obtenu \`a partir de logiciel ETABS)

$$\tau_u = \frac{94.43 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.828 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = m \left( \frac{0.2f_c}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.8 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.3 [\text{MPa}]} \quad (\text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

### 2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{b} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^m = \mathbf{63.03 \text{ KN}}$$
 (effort tranchant max obtenu \`a partir de logiciel ETABS)

$$\tau_u = \frac{63.03 \times 10^3}{250 \times 330} = \mathbf{0.7 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = m \left( \frac{0.2f_c}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.7 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.3 [\text{MPa}]} \quad (\text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e})$$

### C) Influence de l'effort tranchant

#### 1. Poutres principales PP :

- **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0.4f_{c2}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 380 \times 300 = 6 \text{ K}$$

On a :

$$T_u^m = 94.43 \text{ [KN]} < 480 \text{ [KN]} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^m + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^m + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \left( 94.43 - \frac{75.136}{0.9 \times 0.38} \right) = -1.2 < 0 \text{ [c}^2 \text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

#### 2. Poutres secondaires PS :

- **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0.4f_{c2}}{b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 330 \times 250 = 4 \text{ K}$$

On a :

$$T_u^m = 63.03 \text{ [KN]} < 495 \text{ [KN]} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^m + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^m + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \left( 63.03 - \frac{78.523}{0.9 \times 0.33} \right) = -2.3 < 0 \text{ [c}^2 \text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

### D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\overline{\sigma_s} = f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_s = \frac{T_a}{0.9 U_j}$$

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient scellement HA.

$U_j$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**1. Poutres principales PP :**

$$\sum U_i = n \times x = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

$$s = \frac{94.43 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 244.9} = 1.127 \text{ MPa}$$

$$s = 1.127 \text{ [MPa]} < \overline{s} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$$\sum U_i = n \times x = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

$$s = \frac{63.03 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.9} = 0.866 \text{ MPa}$$

**E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{f_e}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times s^2 \times f_{t2} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$) \text{ Pour les } \mathbf{1} : L_s = \frac{1.2 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.33 \text{ cm}$$

$$) \text{ Pour les } \mathbf{1} : L_s = \frac{1.4 \times 4}{4 \times 2.8} = 49.38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4l_s$ , pour les aciers **HA**.

$$) \text{ Pour les } \mathbf{1} : L_a = 16.932 \text{ cm}$$

$$) \text{ Pour les } \mathbf{1} : L_a = 19.752 \text{ cm}$$

**F) Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right)$$

$\phi$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

) **Poutre principale :**

$$\min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; 2.5\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

) **Poutre secondaire :**

$$\min\left(\frac{h}{35}, 1, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; 2.5\right)$$

1cm

On prend  $s_t = 8 \text{ m}$

On choisira un cadre + un étrier soit  $s_t = 8 \text{ m}$

- **Espacement d'armatures**

) **Poutres principales**

➤ **Zone nodale**

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \text{ cm}\right) \quad s_t = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2\right)$$

$$s_t = \min(10; 14.4) \text{ Soit : } s_t = 8 \text{ cm}$$

$$A_{t1} = 0.003 \times s_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{t1} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$s_t = \frac{h}{2} \rightarrow s_t = \frac{4}{2} \rightarrow s_t = 2 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 2 \text{ cm}$

$$A_{t1} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

) **Poutres secondaires**

➤ **Zone nodale**

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 1 \text{ cm}\right) \rightarrow s_t = \min\left(\frac{3}{4}; 1 \times 1.2\right)$$

$$s_t = \min(8.75; 14.4)$$

Soit :  $s_t = 8 \text{ cm}$

$$A_{t1} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$s_t = \frac{h}{2} \rightarrow s_t = \frac{3}{2} \rightarrow s_t = 1.5 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 1 \text{ cm}$

$$A_{t1} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.1 \text{ cm}^2$$

G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h = m \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 6 \right) [c] \end{array} \right.$$

**h**: Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>**:Hauteur entre nus des poteaux.

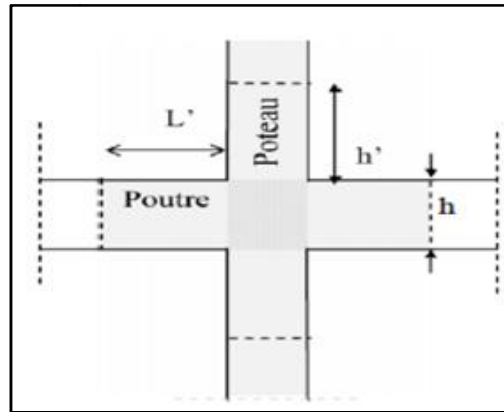


Figure VI.11 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60[cm] \right)$$

) Poutres principales :  $L' = 2 \times 40 = 80 [cm]$

) Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 35 = 70 [cm]$

**Remarque**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

) **Armatures transversales minimales**

) **Poutres principales poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{t1} = 0.003 \times 8 \times 30 = \mathbf{0.7 \text{ c}^2}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t1} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Zone courante**

$$A_{t1} = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1.8 \text{ c}^2}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t1} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## ) Poutre secondaire

## - Zone nodale

$$A_{t1} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t1} = 0.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## - Zone courante

$$A_{t1} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t1} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## VI.2.5 Vérification à L'ELS

## 1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

## 2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

## ) Vérification de la contrainte dans le béton

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

## ) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\beta_1$  Est en fonction de :  $\rho = \frac{1}{b \times d} \times A_s$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirés du tableau à l'ELS.

## ➤ Poutre principale

PP	$M_{\max}$ (KN.m)	$A_{st}$	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_b$	obs
En travée	47.402	4.62	0.408	0.294	0.902	36.02	299.34	8.31	348	15	CV
Aux appuis	75.136	8.01	0.661	0.357	0.881	27.02	280.19	10.37	348	15	CV

Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales

➤ poutre secondaire

PS	$M_{max}$ (KN.m)	$A_{st}$	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_b$	obs
En travée	9.873	4.62	0.408	0.294	0.902	36.02	71.79	1.99	348	15	CV
Aux appuis	78.623	8.01	0.661	0.357	0.881	27.02	337.62	120.495	348	15	CV

Tableau VI.15 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

VI.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_E < f = \frac{L}{5}$$

➤ sens des poutres principales :

$$0.0 \quad c < \frac{5}{5} = 1.0 \quad c \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ sens des poutres secondaires :

$$0.0 \quad c < \frac{4}{5} = 0.8 \quad c \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

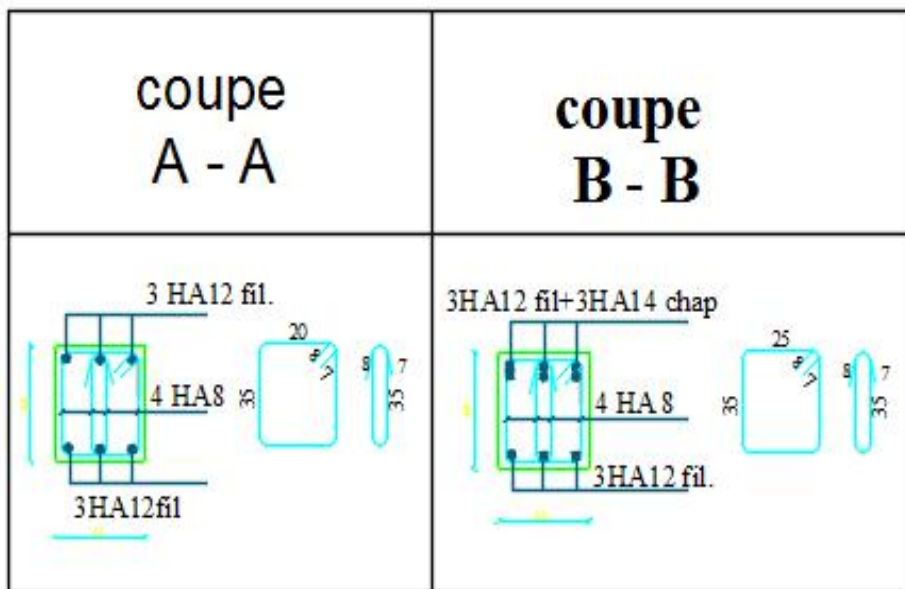


Figure VI.12 : Ferrailage des poutres principales

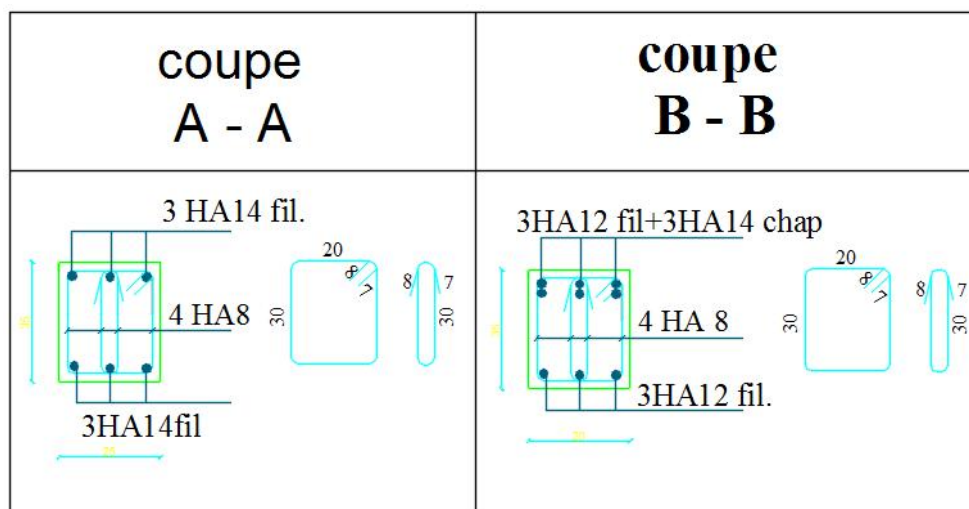


Figure VI.13 : Ferraillage des poutres secondaires

### VI.3 Ferrailage des voiles

#### VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

#### ) Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) : 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le (BAEL 91modifiée 99) : 
$$\begin{cases} 1.3 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : sous-sols au RDC.
- **Zone II** : 1<sup>er</sup> au 2<sup>eme</sup> étages
- **Zone III** : 3<sup>er</sup> au 5<sup>eme</sup> étages
- **Zone VI** : 6<sup>er</sup> au 8<sup>eme</sup> étages
- **Zone V** : 9<sup>eme</sup> étage

#### ) Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N; M)

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

**B** : section du voile. ,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V = V'**: bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (d) donnée par :

$$d = m \left( \frac{h_e}{2} + \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

$h_e$ : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (**SEC**).
2. Section partiellement comprimée (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

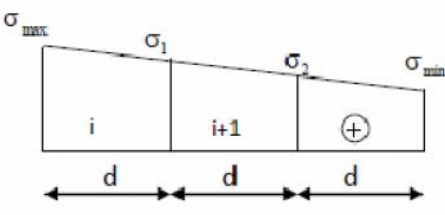
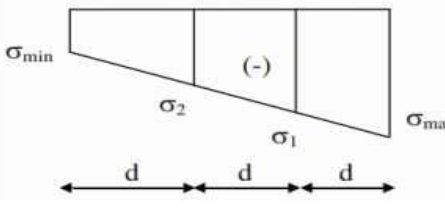
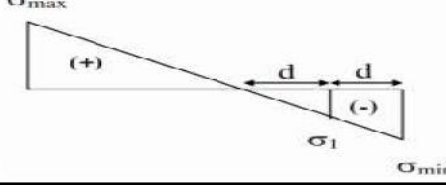
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.16 : Tableau des efforts normaux

Avec :

$e$  : épaisseur du voile

## 1) Armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i - B_i \times f_{ct}}{\sigma_s}$$

Avec :

**B<sub>i</sub>** : section du voile

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

## 2) Armatures minimales

- Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)

**A<sub>m</sub>** > **4c**<sup>2</sup>/m (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_m}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

**B**: section du béton comprimée.

- Traction simple

$$A_m \geq \frac{B \times f_{ct}}{f_e}$$

Avec :

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 ‰** de la section horizontale du béton tendu.

### 3) Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

### 4) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- D'après le RPA 2003 :

$$A_H > 0.1 \% B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

### 5) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

### 6) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_V = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 7) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **4HA10**.

### 8) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5c \\ S_t \leq 3e \end{array} \right\} \quad \text{Avec: } e: \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

### 9) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

**40** : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

**20** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 10) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

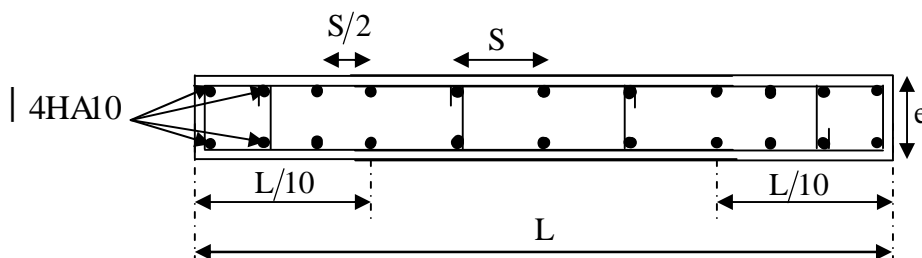


Figure VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### VI.3.3 Vérifications

#### 1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 1 \times A} \quad \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c = 1 \text{ M}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### 2. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \quad \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_c \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

D'où:

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 \times h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = m \left( 0.1 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4 \text{ M} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement

### VI.3.4 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 5.35 \text{ m} \quad \text{et} \quad e = 0.25 \text{ m}$$

$$s_{max} = 3391.44 \text{ KN/m}$$

$$s_{min} = -8105.08 \text{ KN/m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (S.P.A)

**- Calcul de la longueur comprimée**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{m}{m + n_i} \times L$$

$$L_c = \frac{3391.44}{3391.44 + 8105.08} \times 5.35$$

$$L_c = 1.58 \text{ m}$$

$$L_c = 1.58 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 3.77 \text{ m}$$

**- Détermination de la longueur de la bande (d)**

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.885 \text{ m.}$$

$$m = 8105.08 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 1.885 \text{ m} \text{ et } e = 0.25 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_m}{L_t} = \frac{(3.7 - 1.885) \cdot 8105.08}{3.7} = 4052.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 4052.54 \text{ KN/m}^2$$

**❖ Détermination des efforts normaux**

L'effort normal est égale à:

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{8105.08 + 4052.54}{2} \times 1.887 \times 0.25$$

$$N_1 = 2864.64 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1}{2} \times d \times e = \frac{4052.54}{2} \times 1.887 \times 0.25$$

$$N_2 = 955.89 \text{ KN}$$

**❖ Espacement**

- Zone courante ( $d_2$ ) :  $S_t = m \{1.5 \times e; 3 \text{ c}\} = 3 \text{ c}$

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

- Zone d'extrémité ( $d_1$ ) :  $D = \frac{S_t}{2} = 1$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Calcul des armatures

- Armatures verticales

$$A_{V1} = \frac{N_1}{s} = \frac{2864.64}{40} = 71.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{s} = \frac{955.89}{40} = 23.90 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_1 = 71.62 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 23.90 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales

$$A_m = \max \left\{ \frac{B \times f_{t2}}{f}; 0.2\%B \right\} \rightarrow \text{Max} (24.675 \text{ cm}^2; 9.4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 24.675 \text{ cm}^2$$

- Armature de coutures

$$A_v = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_v = 1.1 \times \frac{1.4 \times 956.57 \times 10}{400}$$

$$A_v = 3.8 \text{ cm}^2$$

- Les armatures calculées

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_v}{4} = 71.62 + \frac{36.83}{4} = 80.83 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_v}{4} = 23.90 + \frac{37.6236.83}{4} = 33.31 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 80.83 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 24.675 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_1 = 80.83 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 33.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 24.675 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_2 = 33.31 \text{ cm}^2$$

) Armatures horizontales

$$A_H = \max ( A_{V/4}; 0.15\% B ) \rightarrow A_H = \max(14.92; 3.242)$$

$$A_H = 14.92 \text{ cm}$$

On adopte:

$$A_H = 13 \text{ HA10} = 10.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par **(04)** épingle au mètre carre soit **HA8**.

Soit :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Pour les potelets**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

### VI.3.5 Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

) **(BAEL91 modifiée 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{956.57 \cdot 10^3}{250 \cdot 0.9 \cdot 5350} = 0.794 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c2}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.794 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

) **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c2} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 956.57 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 5350} = 1.112 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c2} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\tau}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{N_S}{B + 15 \times A_V} = \frac{3395.93 \times 10^3}{250 \times 5350 + 15 \times 56.56 \times 10^2} = 4.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

## VI.3.6 Ferrailage des voiles longitudinales

1) 1<sup>er</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	5.35	5.35	5.35	5.35	5.35	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	1.3375	1.07	1.07	1.07	1.07	
	I (m <sup>4</sup> )	3.190	2.552	2.552	2.552	2.552	
	V=V'=L/2 (m)	2.675	2.675	2.675	2.675	2.675	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	4886.770	3673.550	2964.900	1816.540	498.020	
	N <sub>min</sub> (KN)	2200.420	1652.470	1340.500	781.150	124.150	
	M (KNm)	6370.253	2359.560	1259.710	732.760	425.110	
	N <sub>ser</sub> (KN)	3564.480	2681.490	2164.360	1326.430	364.580	
	T (KN)	288.490	629.710	442.340	265.110	168.090	
	max (KN/m <sup>2</sup> )	8105.080	4721.290	3479.950	2787.770	3001.030	
	min (KN/m <sup>2</sup> )	-3391.440	-632.900	-231.220	-549.570	-2037.980	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	3.772	4.718	5.017	4.469	3.186	
	L <sub>t</sub> (m)	1.578	0.632	0.333	0.881	2.164	
	d(m)	0.789	0.316	0.167	0.441	1.082	
	q <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	1695.720	316.450	115.610	274.785	1018.990	
	N <sub>1</sub> (KN)	501.796	30.019	5.780	36.313	330.727	
	N <sub>2</sub> (KN)	167.265	10.006	1.927	12.104	110.242	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.419	0.863	0.166	1.043	9.504	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.806	0.288	0.055	0.348	3.168	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.864	3.162	1.667	4.405	10.819	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.107	24.244	17.030	10.207	6.471	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	17.196	6.924	4.424	3.595	11.122	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	7.583	6.348	4.313	2.900	4.786	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	10HA16	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.11	11.31	11.31	11.31	11.31
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	6HA14	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.23	6.78	6.78	6.78	6.78
Espacement (cm)	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	20	20	20	20	20	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.299	1.731	1.106	0.898	2.780	
	0.15%B	20.063	16.050	16.050	16.050	16.050	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.36	20.36	18.1	18.1	18.1	
	Choix	2x9HA12	2x9HA12	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12	
Vérification des contraintes	b = 5	0.733	1.601	1.124	0.674	0.427	
	u = 3.25	0.524	1.143	0.803	0.481	0.305	
	b <sub>c</sub> = 15	2.593	2.317	1.747	1.009	0.277	

Tableau VI.17 : Ferrailage de 1<sup>er</sup> voile longitudinale

2) 2<sup>ème</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.375	0.3	0.3	0.3	0.3	
	I (m <sup>4</sup> )	0.070	0.056	0.056	0.056	0.056	
	V=V'=L/2 (m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	4036.270	2975.660	2449.710	1388.410	291.990	
	N <sub>min</sub> (KN)	1209.470	1630.000	972.650	590.460	93.400	
	M (KNm)	11266.590	7380.590	5481.530	3681.500	979.600	
	N <sub>ser</sub> (KN)	2948.960	2173.290	1786.620	1012.120	213.180	
	T (KN)	305.410	227.100	212.580	148.970	42.260	
	max (KN/m <sup>2</sup> )	3001.030	6440.410	6284.960	5315.580	2822.250	
	min (KN/m <sup>2</sup> )	-2037.980	-1402.120	-2204.710	-2521.360	-3116.340	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	0.893	1.232	1.110	1.017	0.713	
	L <sub>t</sub> (m)	0.607	0.268	0.390	0.483	0.787	
	d(m)	0.303	0.134	0.195	0.241	0.394	
	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	1018.990	701.060	1102.355	1260.680	1558.170	
	N <sub>1</sub> (KN)	115.909	28.201	64.412	91.259	183.975	
	N <sub>2</sub> (KN)	38.636	9.400	21.471	30.420	61.325	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.331	0.810	1.851	2.622	5.287	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.110	0.270	0.617	0.874	1.762	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.792	1.341	1.948	2.413	3.936	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.758	8.743	8.184	5.735	1.627	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.270	2.996	3.897	4.056	5.693	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.050	2.456	2.663	2.308	2.169	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.780	6.780	6.780	6.780	6.780
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande 2	10	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.568	0.749	0.974	1.0140	1.423	
	0,15%B	5.625	4.500	4.500	4.500	4.500	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	
Vérification des contraintes	b=5	0.776	0.577	0.540	0.379	0.107	
	u=3,25	0.554	0.412	0.386	0.270	0.077	
	b <sub>c</sub> =15	7.152	5.613	3.810	1.857	0.391	

Tableau VI.18 : Ferrailage de 2<sup>ème</sup> voile longitudinale

3) 3<sup>ème</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	1	1	1	1	1	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	I (m <sup>4</sup> )	0.021	0.017	0.017	0.017	0.017	
	V=V'=L/2 (m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	2742.370	2150.560	1759.610	1098.620	260.790	
	N <sub>min</sub> (KN)	1104.130	809.780	677.710	389.840	16.330	
	M (KNm)	891.410	440.440	538.970	478.530	355.550	
	N <sub>ser</sub> (KN)	1911.570	1976.418	1186.680	797.030	190.430	
	T (KN)	57.780	65.850	71.870	63.090	52.860	
	max (KN/m <sup>2</sup> )	6158.400	8253.630	7741.190	6151.650	2925.670	
	min (KN/m <sup>2</sup> )	-385.470	360.380	-1145.380	-2074.370	-2906.410	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	0.350	1.046	0.871	0.748	0.502	
	L <sub>t</sub> (m)	0.650	-0.046	0.129	0.252	0.498	
	d(m)	0.325	-0.023	0.064	0.126	0.249	
	1 (KN/m <sup>2</sup> )	192.735	-180.190	572.690	1037.185	1453.205	
	N <sub>1</sub> (KN)	23.490	1.234	11.072	39.232	108.630	
	N <sub>2</sub> (KN)	7.830	0.411	3.691	13.077	36.210	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.675	0.035	0.318	1.127	3.122	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.225	0.012	0.106	0.376	1.041	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.063	-0.228	0.644	1.261	2.492	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.225	2.535	2.767	2.429	2.035	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.231	0.669	1.010	1.735	3.630	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.781	0.646	0.798	0.983	1.549	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande 2	10	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.308	0.167	0.252	0.433	0.907	
	0,15%B	3.750	3.000	3.000	3.000	3.000	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	
Vérification des contraintes	b = 5	0.147	0.167	0.183	0.160	0.134	
	u = 3,25	0.105	0.120	0.130	0.115	0.096	
	b <sub>c</sub> =15	6.653	6.882	3.217	1.791	0.428	

Tableau VI.19 : Ferrailage de 3<sup>ème</sup> voile longitudinale

1) 4<sup>ème</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.525	0.42	0.42	0.42	0.42	
	I (m <sup>4</sup> )	0.193	0.154	0.154	0.154	0.154	
	V=V'=L/2 (m)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	2374.810	1318.760	870.700	457.500	170.490	
	N <sub>min</sub> (KN)	1073.770	286.150	42.430	7.560	39.880	
	M (KNm)	620.830	222.640	124.690	77.071	39.310	
	N <sub>ser</sub> (KN)	747.500	597.280	479.110	287.150	75.750	
	T (KN)	297.760	211.140	163.540	102.380	37.840	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6133.520	4280.610	2925.410	2925.410	743.890	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3164.540	-2906.410	-2906.410	-2906.410	-211.040	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	1.385	1.251	1.053	1.053	1.636	
	L <sub>i</sub> (m)	0.715	0.849	1.047	1.047	0.464	
	d(m)	0.357	0.425	0.523	0.523	0.232	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1582.270	1453.205	1453.205	1453.205	105.520	
	N <sub>1</sub> (KN)	212.041	185.117	228.134	228.134	7.346	
	N <sub>2</sub> (KN)	70.680	61.706	76.045	76.045	2.449	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.093	5.319	6.556	6.556	0.211	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.031	1.773	2.185	2.185	0.070	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.467	4.246	5.233	5.233	2.321	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.464	8.129	6.296	3.942	1.457	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	8.959	7.352	8.130	7.541	0.575	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.897	3.805	3.759	3.171	0.435	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.23	9.23	9.23	9.23	9.23
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande 2	10	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.239	5.002	10.05	14.92	14.92	
	0,15%B	7.875	6.300	6.300	6.300	6.300	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	
Vérification des contraintes	b=5	0.757	0.537	0.416	0.260	0.096	
	u=3,25	0.541	0.383	0.297	0.186	0.069	
	b <sub>c</sub> =15	1.329	1.178	0.814	0.432	0.114	

Tableau VI.20 : Ferrailage de 4<sup>ème</sup> voile longitudinale

## VI.3.7 Ferrailage des voiles transversales

1) 1<sup>er</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.875	0.7	0.7	0.7	0.7	
	I (m <sup>4</sup> )	0.893	0.715	0.715	0.715	0.715	
	V=V'=L/2 (m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	4463.230	3323.680	2705.490	1671.640	448.340	
	N <sub>min</sub> (KN)	1689.690	1217.140	1008.730	594.790	83.490	
	M (KNm)	6649.230	1962.000	1114.440	581.150	522.320	
	N <sub>ser</sub> (KN)	3267.340	2432.580	1980.080	1223.500	328.500	
	T (KN)	837.810	653.970	517.650	297.670	136.840	
	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	7617.630	4717.570	3518.820	3873.280	5004.740	
	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-4593.880	-2483.940	-1779.570	-1604.090	-3864.200	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	2.183	2.293	2.324	2.475	1.975	
	L <sub>t</sub> (m)	1.317	1.207	1.176	1.025	1.525	
	d(m)	0.658	0.604	0.588	0.513	0.762	
	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	2296.940	1241.970	889.785	802.045	1932.100	
	N <sub>1</sub> (KN)	567.060	224.899	156.897	123.315	441.954	
	N <sub>2</sub> (KN)	189.020	74.966	52.299	41.105	147.318	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.295	6.463	4.509	3,544	11.049	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.432	2.154	1.503	1.181	4.233	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	8.229	6.036	5.878	5.125	7.625	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	32.256	25.178	19.930	11.460	5.268	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	24.359	12.757	9.491	6.409	12.366	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.496	8.449	6.485	4.046	5.550	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	12HA16	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	24.36	13.57	13.57	13.57	13.57
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.39	11.31	11.31	11.31	11.31
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande2	10	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.089	3.189	2.372	1.602	3.091	
	0,15%B	13.125	10.500	10.500	10.500	10.500	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	
Vérification des contraintes	b=5	2.130	1.662	1.316	0.757	0.348	
	u=3,25	1.521	1.187	0.940	0.540	0.248	
	b <sub>c</sub> =15	3.581	3.090	2.279	1.295	0.348	

Tableau VI.21 : Ferrailage de 1<sup>er</sup> voile transversale

2) 2<sup>ème</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.6875	0.55	0.55	0.55	0.55	
	I (m <sup>4</sup> )	0.433	0.347	0.347	0.347	0.347	
	V=V'=L/2 (m)	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	3022.840	2234.370	1778.810	1043.670	329.350	
	N <sub>min</sub> (KN)	730.600	1033.900	683.940	240.800	14.520	
	M (KNm)	2996.600	1222.470	616.620	360.950	291.260	
	N <sub>ser</sub> (KN)	2172.200	1638.570	1304.310	765.340	198.460	
	T (KN)	424.960	319.060	250.240	193.400	185.590	
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	7109.980	6954.680	7984.500	8425.410	7752.450	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4309.770	-5462.420	-6018.480	-6170.680	-6474.530	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	1.712	1.540	1.568	1.587	1.499	
	L <sub>i</sub> (m)	1.038	1.210	1.182	1.163	1.251	
	d(m)	0.519	0.605	0.591	0.581	0.626	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	2154.885	2731.210	3009.240	3085.340	3237.265	
	N <sub>1</sub> (KN)	419.330	495.614	533.516	538.051	607.712	
	N <sub>2</sub> (KN)	139.777	165.205	177.839	179.350	202.571	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	12.050	12.088	12.703	13.123	13.505	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.017	4.130	4.338	5.154	5.821	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.486	6.049	5.910	5.813	6.257	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.361	12.284	9.634	7.446	7.145	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	16.140	15.159	15.111	14.985	15.291	
A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	8.107	7.201	6.746	7.015	7.607		
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	<b>10HA16</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>	<b>10HA14</b>
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	20.11	15.39	15.39	15.39	15.39
	bande 2	N <sup>bre</sup> de barres	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.035	3.790	3.777	3.746	3.823	
	0,15%B	10.313	1.815	1.773	1.744	1.877	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	<b>2x9HA10</b>	<b>2x9HA10</b>	<b>2x9HA10</b>	<b>2x9HA10</b>	<b>2x9HA10</b>	
Vérification des contraintes	b=5	1.080	0.811	0.636	0.492	0.472	
	u=3,25	0.772	0.579	0.454	0.351	0.337	
	b <sub>c</sub> =15	2.997	2.572	1.814	0.963	0.250	

Tableau VI.22 : Ferrailage de 2<sup>ème</sup> voile transversale

3) 3<sup>ème</sup> voile :

		zone					
		I	II	III	IV	V	
Caractéristiques	L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	
	e(m)	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.425	0.34	0.34	0.34	0.34	
	I (m <sup>4</sup> )	0.102	0.082	0.082	0.082	0.082	
	V=V'=L/2 (m)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
Sollicitations de calcul	N <sub>max</sub> (KN)	2150.640	1338.150	1079.980	756.980	231.860	
	N <sub>min</sub> (KN)	85.380	554.550	460.770	176.050	16.550	
	M (KNm)	1276.480	5827.690	3609.770	1760.660	428.140	
	N <sub>ser</sub> (KN)	1291.260	981.210	791.870	540.900	124.500	
	T (KN)	171.320	174.400	155.460	130.770	77.860	
	<sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	5982.810	4391.670	3627.200	3807.010	4216.840	
	<sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-3371.030	-1846.890	-1802.910	-2365.180	-3360.330	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub> (m)	1.087	1.197	1.136	1.049	0.946	
	L <sub>t</sub> (m)	0.613	0.503	0.564	0.651	0.754	
	d(m)	0.306	0.252	0.282	0.326	0.377	
	<sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	1685.515	923.445	901.455	1182.590	1680.165	
	N <sub>1</sub> (KN)	193.622	69.712	76.322	115.558	190.006	
	N <sub>2</sub> (KN)	64.541	23.237	25.441	38.519	63.335	
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )	5.564	2.003	2.193	3.321	3.800	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.855	0.668	0.731	1.107	1.820	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.829	2.516	2.822	3.257	3.770	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.596	6.714	5.985	5.035	2.998	
	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	7.213	3.682	3.689	4.579	4.550	
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.504	2.346	2.227	2.366	2.569	
Choix par nappe	bande 1	N <sup>bre</sup> de barres	6HA14	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.23	6.78	6.78	6.78	6.78
	bande2	N <sup>bre</sup> de barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10	10	10	
	bande 2	10	10	10	10	10	
Armatures horizontales/nappe	A <sub>v/4</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.803	0.920	0.922	1.145	1.137	
	0,15%B	6.375	5.100	5.100	5.100	5.100	
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14	
	Choix	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10	
Vérification des contraintes	b=5	0.435	0.443	0.395	0.332	0.198	
	u=3,25	0.311	0.317	0.282	0.237	0.141	
	b <sub>c</sub> =15	2.793	2.297	1.556	0.925	0.213	

Tableau VI.23 : Ferrailage de 3<sup>ème</sup> voile transversale

# **CHAPITRE VII**

## **Etude de l'infrastructure**

## VII.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_s$ ).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

### ) Les combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{Article 10.1.4.1 du RPA99/Version 2003})$$

### ) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type des fondations repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remonté des eaux.

## VII.2 Choix du type de fondations

### VII.2.1 Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,m}}{S} \leq \bar{\sigma}_s$$

Où :

$N_{s,max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

$S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S = A \times B$ ).

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2 bars.

**Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow \frac{5}{5} = 1$$

Donc :  $A = B$

**D'où :**

$$B^2 \frac{N_{sm}}{S} \rightarrow B \sqrt{\frac{N_{sm}}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{1.9}{2}} \text{ 2.55 m}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

**VII.2.2 Semelles filantes**

**A) Semelles filantes sous voiles « S<sub>1</sub> »**

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{sm}}{S} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{sm}}{\bar{\sigma}_s \times l}}$$

**L:** étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> ) (S = B x L)
VL1	575.10	1.5	1.917	2.87
VL2	576.47	1.5	1.92	2.88
VL3	240.18	1	1.2	1.2
VL4	240.11	1	1.2	1.2
VL5	714.92	1.5	2.38	3.57
VL6	688.49	1.5	2.29	3.44
VL7	869.61	5.35	0.813	4.34
VL8	240.96	2.10	0.57	1.205
<b>S<sub>1totale</sub></b>				<b>20.729</b>

**Tableau VII.1 : Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal**

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> ) (S= B x L)
VT1	754.93	3.5	1.078	3.774
VT2	753.46	3.5	1.076	3.767
VT3	575.1	1.7	1.691	2.875
VT4	576.47	1.7	1.695	2.882
VT5	278.74	2.7	0.516	1.393
VT6	277.37	2.7	0.513	1.386
<b>S<sub>1totale</sub></b>				<b>16.080</b>

Tableau VII.2 : Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal

$$S_v = S_i = 36.809 \text{ m}^2$$

Avec :

**S<sub>v</sub>** : Surface totale des semelles filantes sous voiles

### B) Semelles sous poteaux

#### ➤ Etapes de calcul

Déterminer la résultante des charges (**R**):  $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure (**e**)

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

**e<sub>i</sub>** : est la distance entre le CDG de la semelle et le point d'application de la charge **N<sub>i</sub>**

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

- Si  $e < \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale
- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

poteaux	N <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> x e <sub>i</sub> (KN.m)
1	979.730	2.589	6.025	5902.873
2	1261.950	0.850	1.725	2176.864
3	1294.990	0.885	- 6.025	- 7802.315
4	1105.020	-0.991	- 1.725	- 1906.160
<b>Somme</b>	R = 4641.690	3.333	/	- 1628.738

Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

D'où :

$$e = \frac{-1628.738 \Gamma 3.333}{4641.690} = -0.35 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.55}{6} = 2.09 \text{ m}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_s} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3}{L}\right)}{\bar{\sigma}_s \times L}$$

Avec :

$$N_s = N_{si}$$

D'où :

$$B = \frac{4 \cdot .6 \cdot \left(1 + \frac{3(2.0)}{12.5}\right)}{2 \cdot 1.5} = 2.77 \text{ m}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (2.77 \times 12.55) = 208.58 \text{ m}^2$$

### C) Surface totale des semelles filantes

$$S_{\text{Bâtiment}} = 12.55 \times 26.05 = 326.93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 36.809 + 208.58 = 245.39 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bâti}}} = \frac{2 \cdot 3}{3 \cdot 9} \times 100 = 75.06 \%$$

$$S_{\text{S.filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

### VII.2.3 Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

## A) Pré-dimensionnement

▪ **Épaisseur de la dalle du radier ( $h_r$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \frac{L_{\max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h_r = 30 \text{ cm}}$$

▪ **Épaisseur des nervures ( $h_n$ )**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} h_n = \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{430}{8} = 53.75 \text{ cm} \quad h_n = \frac{430}{5} = 86 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h_n = 80 \text{ cm}}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \cdot \frac{2}{3} \times L_{\max} \quad \text{(Condition de la longueur élastique)}$$

Où :

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{\max}$  : Distance entre axes maximale des poteaux.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale déferée ( $E = 10818.86 \text{ MPa}$ ).

$b$  : Largeur de la nervure du radier.

$I$  : Inertie de la section du radier ( $I = \frac{b.h^3}{12}$ ).

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ MPa}$ )

Donc :

$$h_n^3 \frac{3.K}{E} \frac{(2)^4}{4} \cdot (L_{\max})^4$$

$$h_n^3 \sqrt[3]{\frac{48.(L_{\max})^4.K}{E}} = \sqrt[3]{\frac{48.(4.30)^4 \times 3 \times 40}{10818.86.(3.14)^4}} = 0.85 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_n = 85 \text{ cm}}$$

On opte pour :

$$\mathbf{h_n = 100 \text{ cm}}$$

▪ **Largeur des nervures ( $b_n$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4 h_n \quad b_n \quad 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \quad b_n \quad 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b_n = 55 \text{ cm}}$$

▪ **Épaisseur de la dalle flottante ( $h_d$ )**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} = 8.60 \text{ cm} \quad h_d \quad \frac{L_{\max}}{40} = 10.75 \text{ cm}$$

$$h_d = 10 \text{ cm}$$

**Conclusion**

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures :  $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur des nervures :  $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle du radier :  $h_r = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante :  $h_d = 10 \text{ cm}$
- Enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$  (Article A.7.1 du BAEL 99)

**B) Détermination de la surface du radier**

Du logiciel ETABS :

- Charge du bâtiment :  $G_T = 37395.18 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation :  $Q_T = 6284.67 \text{ KN}$

**1. Combinaison ELU :**

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$N_u = 1.35 \times 43679.85 + 1.5 \times 6284.67 = 68394.80 \text{ KN}$$

$N_u$  : est l'effort normal à l'ELU induit par la superstructure

**2. Combinaison ELS :**

$$N_s = G_T + Q_T$$

$$N_s = G_T + Q_T = 37395.18 + 6284.67 = 43679.85 \text{ KN}$$

$N_s$  : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure

- **A l'ELU :**

$$S_r^E = \frac{N_u}{1.33 \uparrow_{\text{sol}}} \times \frac{43679.85}{1.33 \times 200} \times 257.12 \text{ m}^2$$

- A P'ELS:

$$S_{Ri}^E = \frac{N_s}{\dagger_{sol}} \times \frac{68394.80}{200} \times 218.40 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max (S_{Ri}^E ; S_{Ri}^S ) = 257.12 \text{ m}^2 < S_{bâtiment} = 326.93 \text{ m}^2$$

Donc : la surface du radier est égale à celle de la structure (326.93 m²) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{débord} = \max \left( \frac{h_n}{2}; 30\text{cm} \right) \times \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) \times 50 \text{ cm}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord} = S_{bâtiment} + (P_{bâtiment} \cdot L_{déb}) = 326.93 + [(12.55 + 26.05) \times 2 \times 0.5]$$

$$S_{radier} = 365.53 \text{ m}^2$$

**C) Détermination des sollicitations à la base du radier**

▪ **Poids propre du radier (G<sub>radier</sub>)**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier **G<sub>1</sub>**.
- Poids propre des nervures **G<sub>2</sub>**.
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) **G<sub>3</sub>**.
- Poids propre de la dalle flottante **G<sub>4</sub>**.

Elément	Opération	Applications numérique	Résultat (KN)
<b>G<sub>1</sub></b>	[S <sub>radier</sub> x h <sub>r</sub> ] x béton	365.53 x 0.3 x 25	2741.48
<b>G<sub>2</sub></b>	[b <sub>n</sub> x (h <sub>n</sub> -h <sub>r</sub> ) x L <sub>nervures</sub> ] x béton	[0.55x(1-0.3) x (12.55x8 + 26.05x4)]x25	1969.275
<b>G<sub>3</sub></b>	[(S <sub>radier</sub> - S <sub>nervures</sub> ) x (h <sub>n</sub> -h <sub>r</sub> )] x remblai	[(365.53 - 92.07) x (1-0.3)] x17	3254.174
<b>G<sub>4</sub></b>	[(S <sub>radier</sub> - S <sub>nervures</sub> ) x h <sub>d</sub> ] x béton	[(365.53 - 92.07) x 0.1] x 25	683.65
<b>G<sub>radier</sub></b>	<b>G<sub>1</sub>= G<sub>1</sub> + G<sub>2</sub> + G<sub>3</sub> + G<sub>4</sub></b>	<b>2741.48+1611.225+3254.174+683.65</b>	<b>8597.429</b>

**Tableau VII.4 : Détermination du poids propre du radier**

Avec :

$$S_{\text{nervures}} = 0.55 \times (12.55 \times 8 + 26.05 \times 4) = 112.53 \text{ m}^2$$

- **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 365.53 = 913.825 \text{ KN}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_T + G_{\text{radier}} = 37395.18 + 8597.429 = 45992.609 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_T + Q_{\text{radier}} = 6284.67 + 913.825 = 7198.495 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions**

- **À l'ELU :**

$$N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 45992.609 + 1.5 \times 7198.495 = 72887.765 \text{ KN}$$

- **À l'ELS :**

$$N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 45992.609 + 7198.495 = 53191.104 \text{ KN}$$

## D) Vérifications

### 1) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{72887.765}{365.53} \times \frac{1 \times 4.30}{2} = 428.716 \text{ KN.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

Donc :

$$u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$u = \frac{428.716}{1000 \times 270} \times 10^3 = 1.59 \text{ MPa} < u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition est vérifiée)}$$

Donc : il n'y a pas de risque de cisaillement.

## 2) Poinçonnement (BAEL 99/Art A.5.2,42)

$$Q_u = 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{b}$$

Avec :

**$Q_u$**  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (déduite d'ETABS).

**$h$**  : L'épaisseur totale des nervures ( $h = 1\text{m}$ ).

**$U_c$**  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.50 + 0.50 + 2 \times 1] = 6 \text{ m}$$

- **Sous voile**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.25 + 3.5 + 2 \times 1] = 11.5 \text{ m}$$

**Remarque** : le voile le plus sollicité a été localisé au niveau Sous-sol, sens transversal, (labélisé VTZ1, de longueur  $L = 3.50 \text{ m}$ ).

Donc :

- **Sous poteau**

$$N_u = 1946.79 \text{ KN} < 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4500 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sous voile**

$$N_u = 4463.23 \text{ KN} < 0.045 \times 11.5 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 10125 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## 3) Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 2003)

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**Sens X-X**

$$e = \frac{25587.62}{28651.268} = 0.89 \text{ m} < \frac{19.10}{4} = 4.775 \text{ m}$$

**Sens Y-Y**

$$e = \frac{26016.618}{28651.268} = 0.90 \text{ m} < \frac{13.40}{4} = 3.35 \text{ m}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

## 4) Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$m = \frac{3 \uparrow_{\max} \Gamma \uparrow_{\min}}{4} - \sigma_{\text{sol.}}$$

Où :

$$(\min ; \max) = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

$\min$  et  $\max$  : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

**N** : Effort normal dû aux charges verticales.

**S<sub>radier</sub>** : Surface totale du radier.

**M** : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).

**V** : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'AutoCAD).

**I** : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

On a :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

Avec :

**M<sub>0</sub>** : Moment sismique à la base de la structure

**h** : profondeur de l'infrastructure

**T<sub>0</sub>** : Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{S_i \cdot X_i}{S_i} = \frac{12.55 \times 26.05 \times \frac{26.05}{2}}{12.55 \times 26.05} = 13.025 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{S_i \cdot Y_i}{S_i} = \frac{12.55 \times 26.05 \times \frac{12.55}{2}}{12.55 \times 26.05} = 6.275 \text{ m}$$

Avec

**S<sub>i</sub>** : Aire du panneau considéré

**X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub>** : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{26.05 \times 12.55^3}{12} = 4290.99 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.55 \times 26.05^3}{12} = 18487.82 \text{ m}^4$$

▪ Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{M}_0 = 4 \quad .4 \quad \mathbf{K} \cdot \mathbf{m} \text{ et } \mathbf{T}_0 = 1 \quad .1 \quad \mathbf{K} \\ \mathbf{M}_0 = 3 \quad .9 \quad \mathbf{K} \cdot \mathbf{m} \text{ et } \mathbf{T}_0 = 1 \quad .8 \quad \mathbf{K} \end{array} \right\} \quad (\text{ETABS})$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 46452.489 + (1868.14 \times 1) = \mathbf{48320.629 \text{ KN.m}}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 39024.919 + (1597.82 \times 1) = \mathbf{40622.739 \text{ KN.m}}$$

**Sens longitudinal (X-X):**

- A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_r} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{72887.765}{365.53} + \frac{48320.629}{4290.99} \times 6.275 = 270.065 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_r} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{72887.765}{365.53} - \frac{48320.629}{4290.99} \times 6.275 = 128.740 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ m} + \text{m}}{4} = \frac{3 \times 270.065 + 128.740}{4} = 234.734 \text{ KN/m}^2$$

- A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_r} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{53191.104}{365.53} + \frac{48320.629}{4290.99} \times 6.275 = 216.180 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_r} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{53191.104}{365.53} - \frac{48320.629}{4290.99} \times 6.275 = 74.86 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ m} + \text{m}}{4} = \frac{3 \times 216.180 + 74.86}{4} = 180.85 \text{ KN/m}^2$$

**Sens transversal (Y-Y):**

- A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_r} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{72887.765}{365.53} + \frac{40622.739}{18487.82} \times 13.025 = 228.022 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_r} - \frac{M_Y}{I_Y} X_G = \frac{72887.765}{365.53} - \frac{40622.739}{18487.82} \times 13.025 = 170.784 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ m} + \text{ m}}{4} = \frac{3 \times 228.022 + 170.784}{4} = 213.713 \text{ KN/m}^2$$

- **A L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_r} + \frac{M_Y}{I_Y} X_G = \frac{53191.104}{365.53} + \frac{40622.739}{18487.82} \times 13.025 = 174.137 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_r} - \frac{M_Y}{I_Y} X_G = \frac{53191.104}{365.53} - \frac{40622.739}{18487.82} \times 13.025 = 116.898 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ m} + \text{ m}}{4} = \frac{3 \times 174.137 + 116.898}{4} = 159.827 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de résistance :**

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 234.734 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_s = 266 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 180.85 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Sens transversal:**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 213.713 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_s = 266 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 159.827 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### 5) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \quad F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times w$$

Avec :

**P** : Poids total à la base du radier (**P = 38652.07 KN**).

**F<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (**F<sub>s</sub> = 1.5**).

**w** : Poids volumique de l'eau (**w = 10 KN/m<sup>3</sup>**).

**h** : Profondeur de l'infrastructure (**h = 1 m**).

**S** : Surface du radier (**S = 365.53 m<sup>2</sup>**).

Donc :

$$P = 38652.07 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 365.53 \times 10 = 5482.95 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

### VII.3 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (**BAEL 91 modifié 99**) on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastree sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1. Si  $\rho < 0.4$  : le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) :

$$M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; \quad M_{0y} = 0$$

2. Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  : le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de  $l_x$  :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

- Sens de  $l_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 99 en fonction du rapport ( )

Avec :

$$\mu_x = \frac{l_x}{l_y} ; \quad (l_x < l_y)$$

#### VIII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

- **Dimensions du panneau le plus sollicité**

$$l_x = L_x - b_n = 4.30 - 0.55 = 3.75 \text{ m}$$

$$l_y = L_y - b_n = 5.35 - 0.55 = 4.80 \text{ m}$$

D'où :

$$0.4 = \frac{L_x}{L_y} = 0.781 \quad 1 \rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

▪ **Moments ( $M_x$ ) et ( $M_y$ ) agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

- **Sens  $l_x$  (Petite portée) :**

$$M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

- **Sens  $l_y$  (Grande portée) :**

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

) Pour  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.781$  :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0 \\ \mu_y = 0.5 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELU} \quad \text{et} \quad \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0 \\ \mu_y = 0.6 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELS}$$

Donc :

- **A l'ELU:**

$$q_u = m(\text{ELU}) - \frac{G_r}{S_r} = 234.734 - \frac{8 \cdot 4}{3 \cdot 5} = 211.214 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS:**

$$q_s = m(\text{ELS}) - \frac{G_r}{S_r} = 213.713 - \frac{8 \cdot 4}{3 \cdot 5} = 190.193 \text{ KN/ml}$$

Donc :

- **À l'ELU**

$$M_x^U = [\mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0587 \times 211.214 \times 3.75^2] \times 1 \text{ ml} = 174.351 \text{ KN.m}$$

$$M_y^U = [\mu_y \cdot M_{0x}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.559 \times 174.351] \times 1 \text{ ml} = 97.462 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS**

$$M_x^S = [\mu_x \cdot p_s \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0652 \times 190.193 \times 3.75^2] \times 1 \text{ ml} = 174.383 \text{ KN.m}$$

$$M_y^S = [\mu_y \cdot M_{0s}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.683 \times 174.383] \times 1 \text{ ml} = 119.104 \text{ KN.m}$$

▪ **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.75) en travée, de (- 0.5) aux appuis intermédiaires et de (- 0.3) aux appuis de rives.

Donc :

- À l'ELU

▪ En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 174.351 = 130.763 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 97.462 = 73.097 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 174.351 = -87.176 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 174.351 = - 52.305 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 97.462 = - 48.731 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 97.462 = - 29.239 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

▪ En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 174.383 = 130.787 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 119.104 = 89.328 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 174.383 = -87.192 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 174.383 = - 52.315 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 119.104 = - 59.552 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 119.104 = - 35.731 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$		A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )		$S_t$ (cm)
En travée	X-X	130.763	0.0126	0.994	14.00	7 HA 16	14.07	15
	Y-Y	73.097	0.0071	0.9965	7.81	7 HA 16	14.07	15
Aux appuis	X-X	87.176	0.0084	0.996	9.32	7 HA 16	14.07	15
	Y-Y	48.731	0.0047	0.9975	5.20	7 HA 16	14.07	15

**Tableau VII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier**

### VII.3.1 Vérifications à l'ELU

#### A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b} \geq \rho_0$$

Avec :

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x) et dans le sens (y).

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton égale à **(0.0008)** pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

#### Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.7}{2} \times (100 \times 30) = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_x = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

#### Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \rightarrow A_y \geq \rho_0 \cdot (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_y = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

#### B) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\max \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{adopté} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

#### C) Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

##### - Direction (x-x):

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

##### - Direction (y-y) :

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

**VII.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc :

**A) Contraintes dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{ij}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{S_1 \cdot d \cdot A}$$

**B) Contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

$$K_1 \text{ et } \sigma_{st} : \text{ sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de } \sigma_{st} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

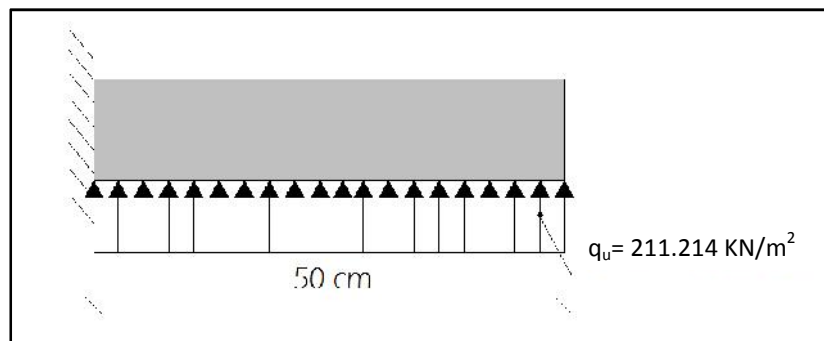
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
En travée	X-X	130.787	14.07	0.521	0.68	76.8	92.754	1.208	201.63	15	CV
	Y-Y	89.328	14.07	0.521	0.68	76.8	63.351	0.825			CV
Aux appuis	X-X	-87.192	14.07	0.521	0.68	76.8	- 61.836	- 0.805			CV
	Y-Y	-52.315	14.07	0.521	0.68	76.8	- 37.102	- 0.483			CV

**Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier**

**VII.4 Ferrailage du débord**

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie. le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m



**Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier**

▪ **Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)**

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{211.214 \times 0.5^2}{2} = - 26.40 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{26.40 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \mu_1 = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_t}{S . d . \mu_1} = \frac{26.40 \times 10^3}{0.987 \times 27 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

**VII.5 Ferrailage des nervures**

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ( $0.4 \frac{l_x}{l_y} = 0.781 < 1$ ),

donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants),

**M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit (**calcul des ouvrages en béton armé**) en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties).

Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$\begin{aligned} q_m &= q \cdot l_m \\ q_t &= q \cdot l_t \end{aligned}$$

Avec :

- $q_m$  : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- $q_t$  : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- $q$  : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs  $l_m$  et  $l_t$  sont déterminées comme suit :

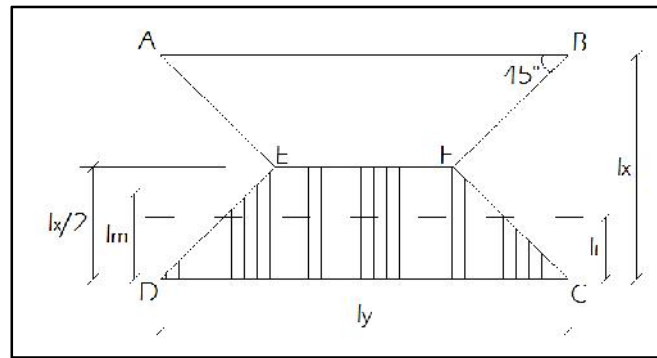


Figure VII.2 : Schéma statique d'un panneau

▪ Cas des charges trapézoïdales

- Moment fléchissant :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

- Effort tranchant :

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

▪ Cas des charges triangulaires

- Moment fléchissant :

$$l_m = 0.333l_x$$

- Effort tranchant :

$$l_t = 0.25l_x$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

**Détermination des sollicitations**

A) Détermination des charges :

$$q_u = \left( m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} \right) = \left( 213.713 - \frac{8 \cdot 4}{3 \cdot 5} - \frac{1 \cdot 2}{1 \cdot 5} \right) \times 1ml = 2 \quad .6 \quad K / m$$

$$q_s = \left( m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} \right) = \left( 159.827 - \frac{8 \cdot 4}{3 \cdot 5} - \frac{1 \cdot 2}{1 \cdot 5} \right) \times 1ml = 1 \quad .8 \quad K / m$$

) Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot l_m$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

) Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot l_t$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

) Sens longitudinale :

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>		charge	l <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Q <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub>
A - B	1	3.25	4.30	0.76	Triangulaire	1.08	0.81	207.693	153.807	224.45	448.9	166.46	332.92	168.51	337.02	124.97	249.94
	2	3.25	3.50	0.93	Triangulaire	1.08	0.81	207.693	153.807	224.45		166.46		168.51		124.97	
B - C	1	3.40	4.30	0.79	Triangulaire	1.13	0.85	207.693	153.807	234.81	469.62	174.14	348.28	176.29	352.58	130.74	261.48
	2	3.40	3.50	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	207.693	153.807	234.81		174.14		176.29		130.74	
C - D	1	3.45	4.30	0.80	Triangulaire	1.15	0.86	207.693	153.807	238.27	476.54	176.70	353.4	178.88	357.76	132.66	265.32
	2	3.45	3.50	0.99	Triangulaire	1.15	0.86	207.693	153.807	238.27		176.70		178.88		132.66	
D - E	1	4.30	5.35	0.80	Trapézoïdale	1.69	1.29	207.693	153.807	350.78	662.61	260.14	491.40	267.54	512.53	198.41	380.09
	2	3.50	5.35	0.65	Trapézoïdale	1.50	1.18	207.693	153.807	311.83		231.26		244.99		181.68	
E - F	1	3.45	4.30	0.80	Triangulaire	1.15	0.86	207.693	153.807	238.27	476.54	176.70	353.4	178.88	357.76	132.66	265.32
	2	3.45	3.50	0.99	Triangulaire	1.15	0.86	207.693	153.807	238.27		176.70		178.88		132.66	
F - G	1	3.40	4.30	0.79	Triangulaire	1.13	0.85	207.693	153.807	234.81	469.62	174.14	348.28	176.29	352.28	130.74	261.48
	2	3.40	3.50	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	207.693	153.807	234.81		174.14		176.29		130.74	
G - H	1	3.25	4.30	0.76	Triangulaire	1.08	0.81	207.693	153.807	224.45	448.9	166.46	332.92	168.51	337.02	124.97	249.94
	2	3.25	3.50	0.93	Triangulaire	1.08	0.81	207.693	153.807	224.45		166.46		168.51		124.97	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

) Sens transversal:

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>		charge	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Q <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub>
1-2	1	4.25	5.35	0.79	Trapézoïdale	1.31	1.01	207.693	153.807	272.13	496.58	201.82	368.28	208.95	377.46	154.96	279.93
	2	3.45	4.25	0.81	Triangulaire	1.08	0.81	207.693	153.807	224.45		166.46		168.51		124.97	
2-3	1	3.50	5.35	0.65	Trapézoïdale	1.35	1.03	207.693	153.807	279.23	514.04	207.08	381.22	213.31	389.6	158.19	288.93
	2	3.45	3.5	0.99	Triangulaire	1.13	0.85	207.693	153.807	234.81		174.14		176.29		130.74	
3-4	1	4.30	5.35	0.80	Trapézoïdale	1.36	1.04	207.693	153.807	281.44	519.71	208.72	385.42	214.65	393.53	159.19	291.85
	2	3.45	4.30	0.80	Triangulaire	1.15	0.86	207.693	153.807	238.27		176.70		178.88		132.66	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

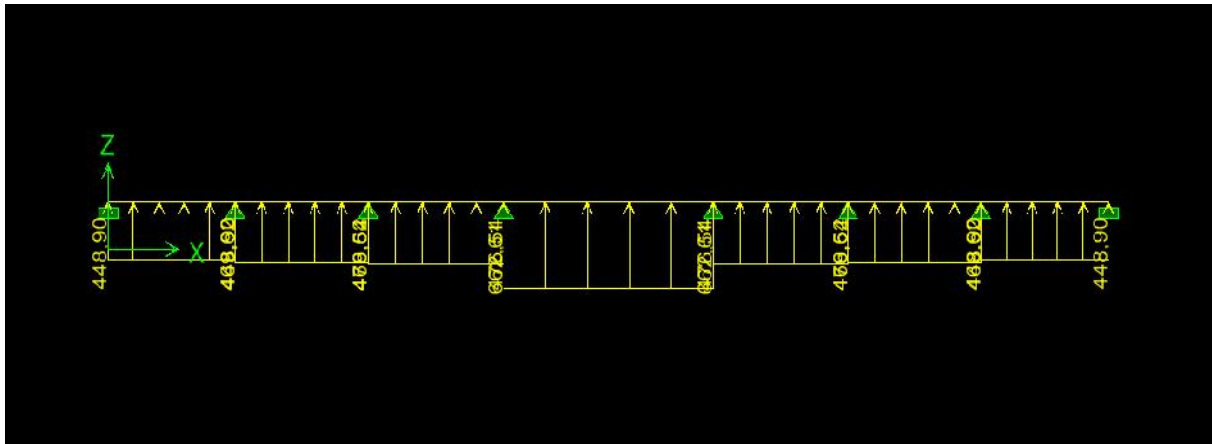


Figure VII.3: Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)

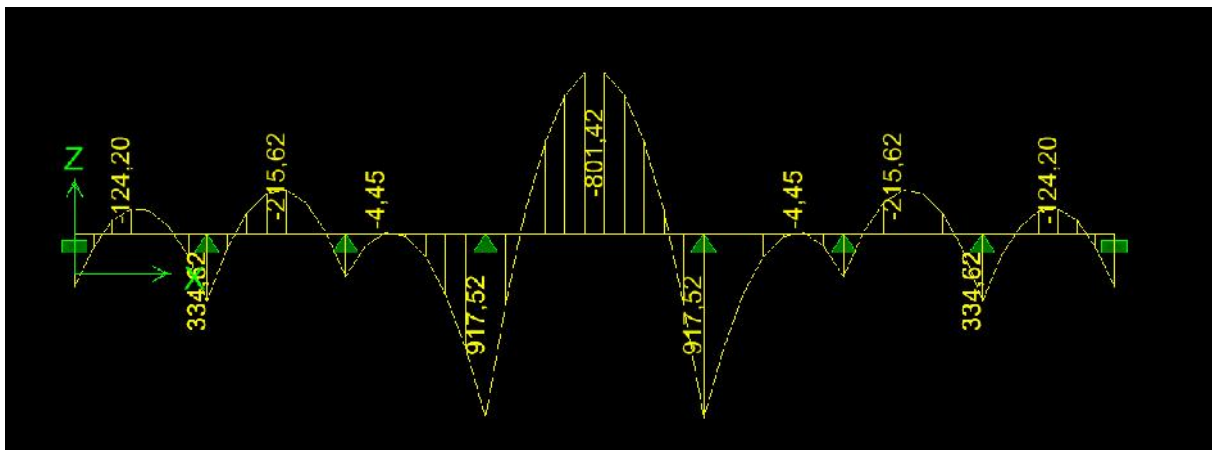


Figure VII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)

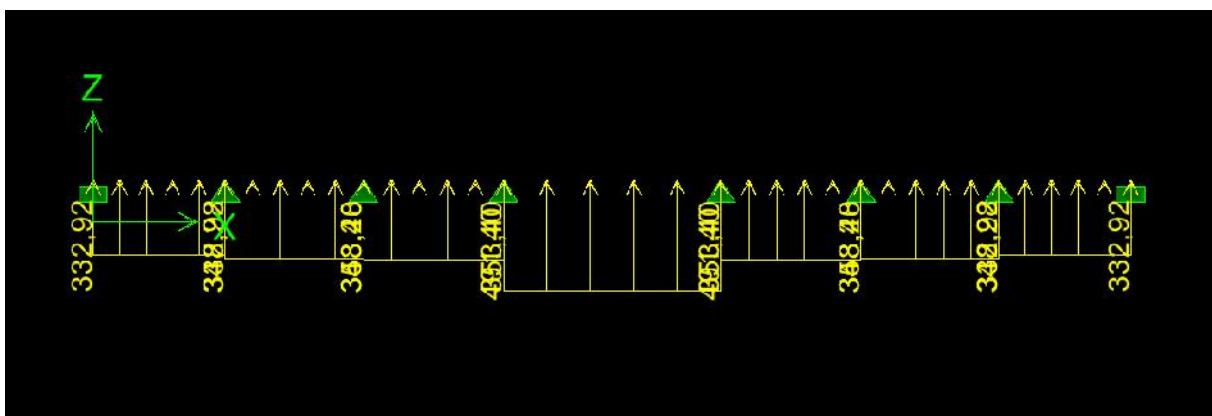


Figure VII.5: Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

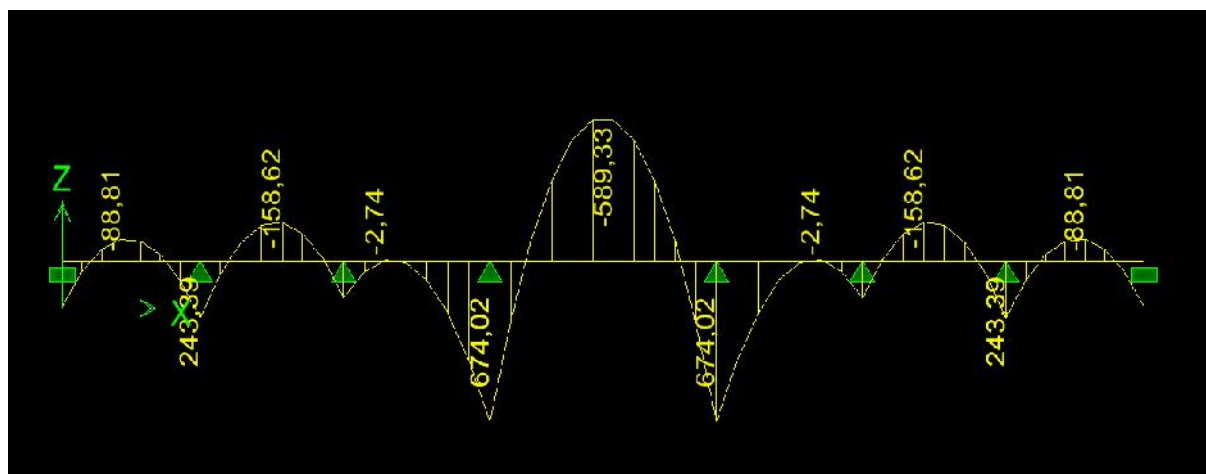


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

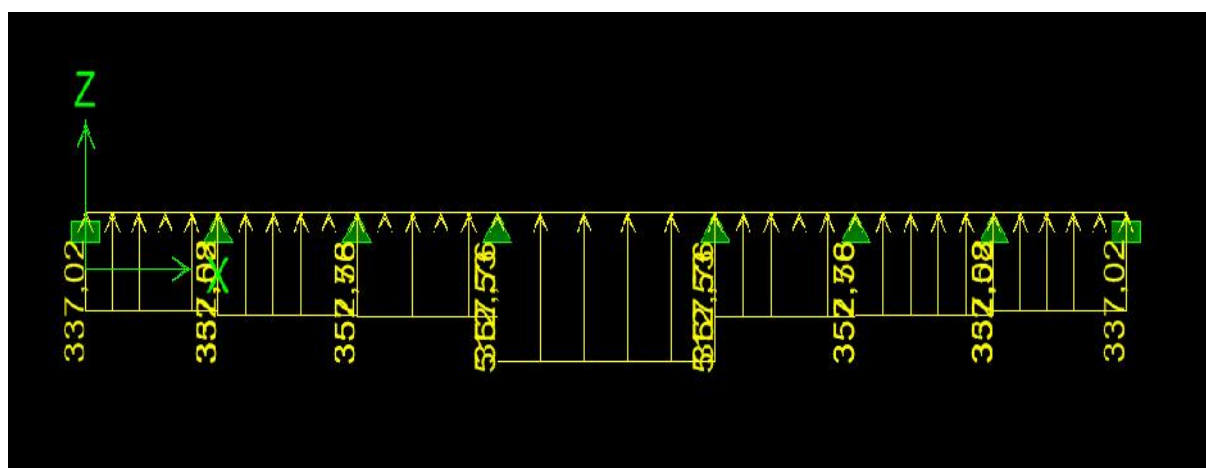


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)

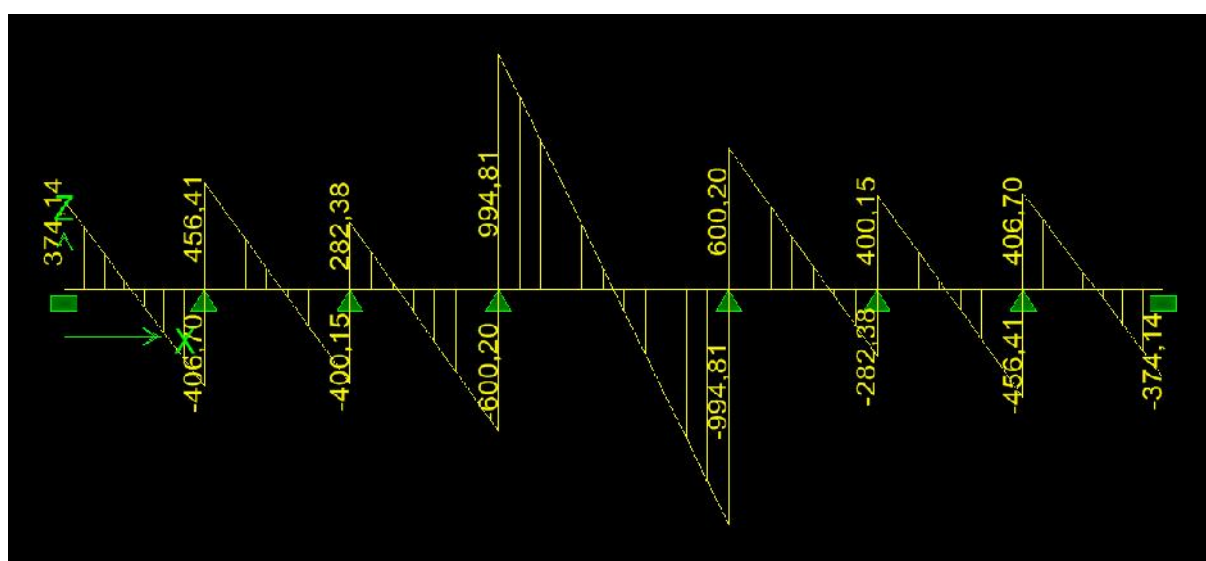


Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal)

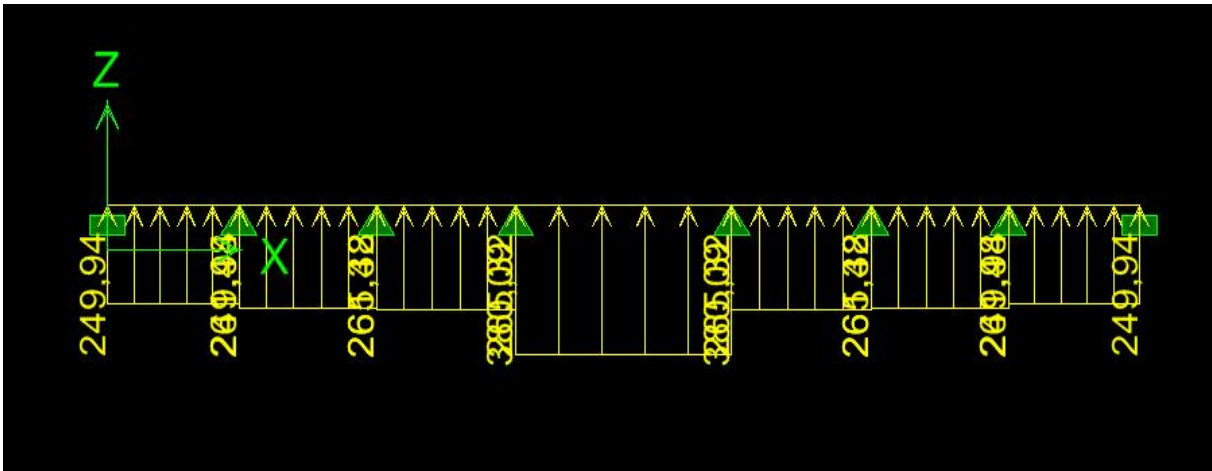


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal)

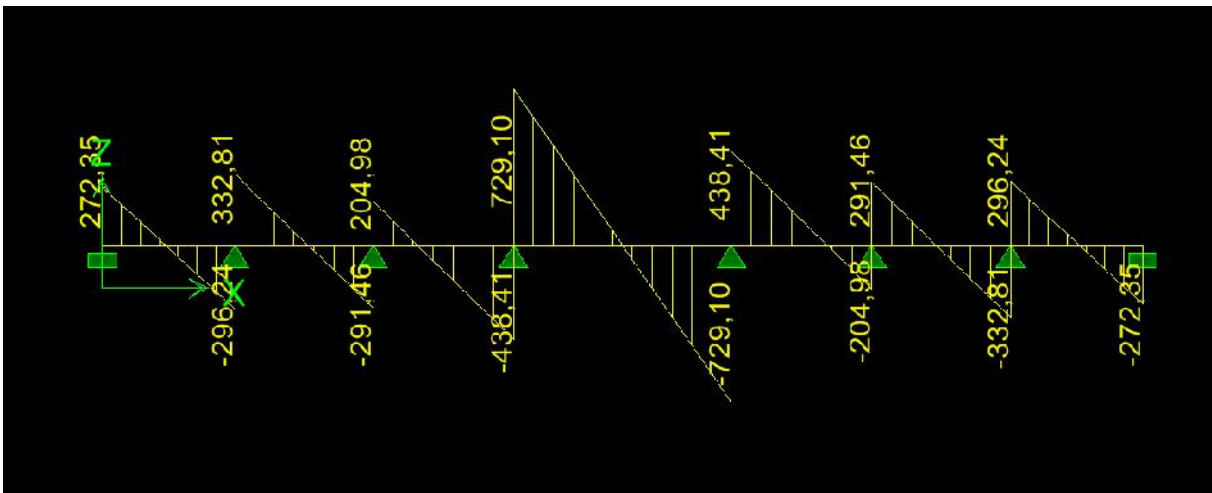


Figure VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal)

b) Sens transversal :

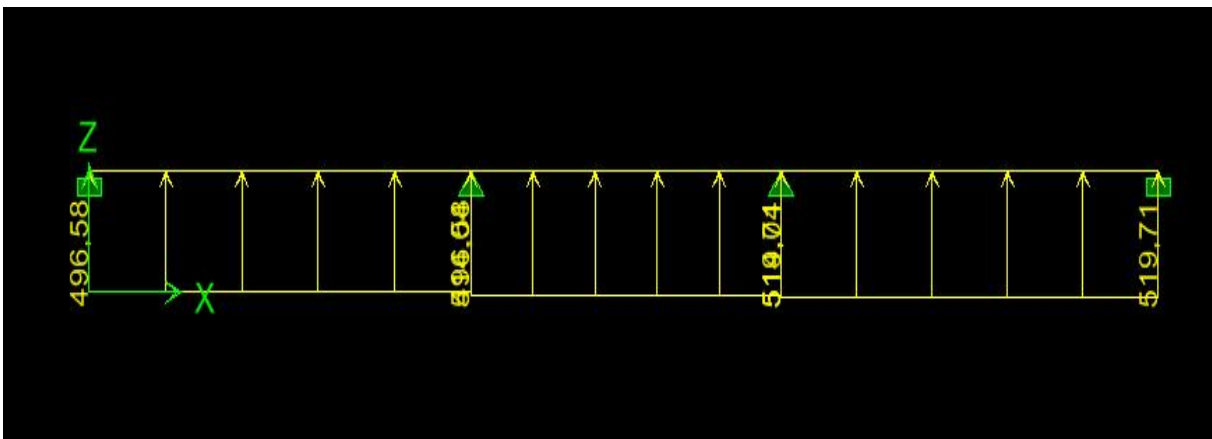


Figure VII.11: Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)

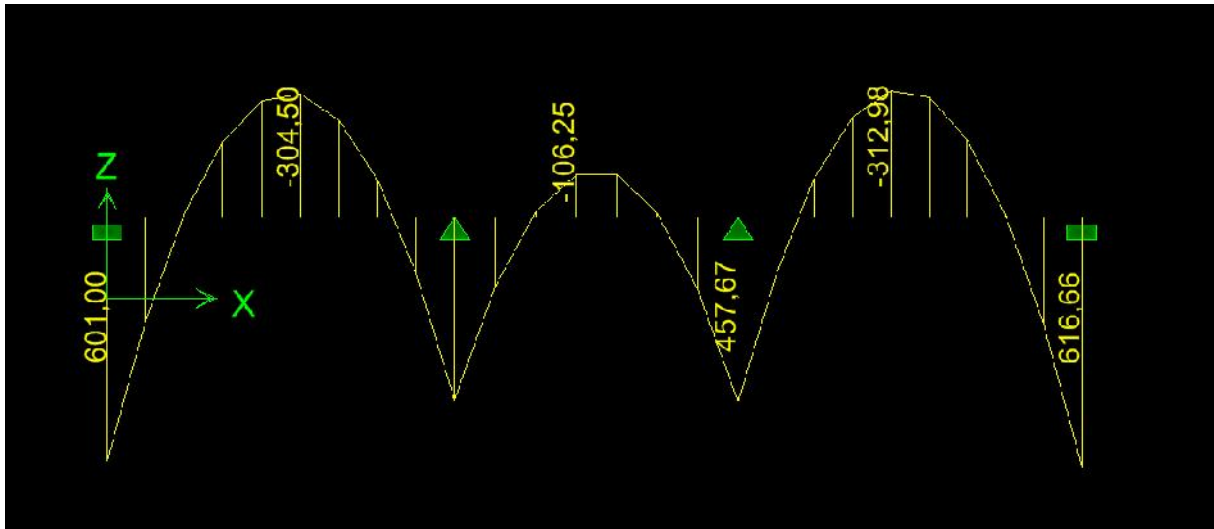


Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)

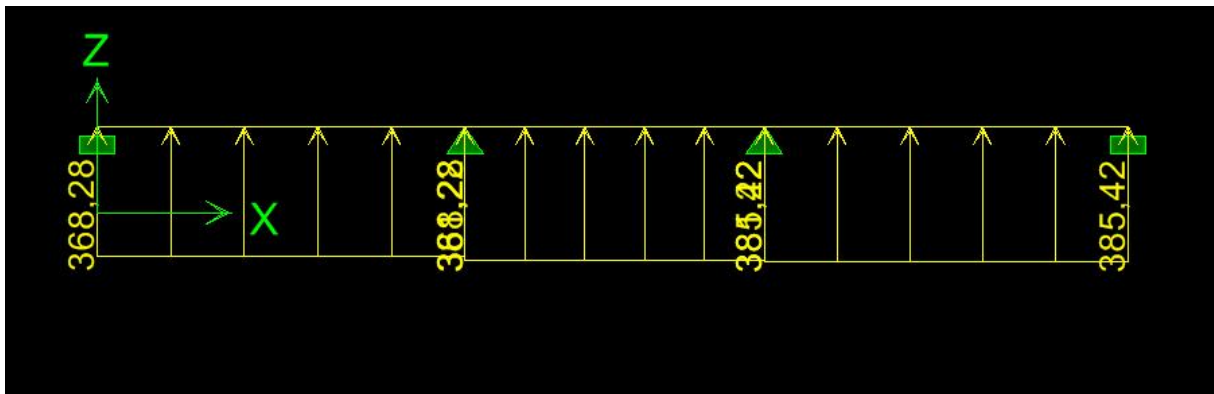


Figure VII.13: Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)

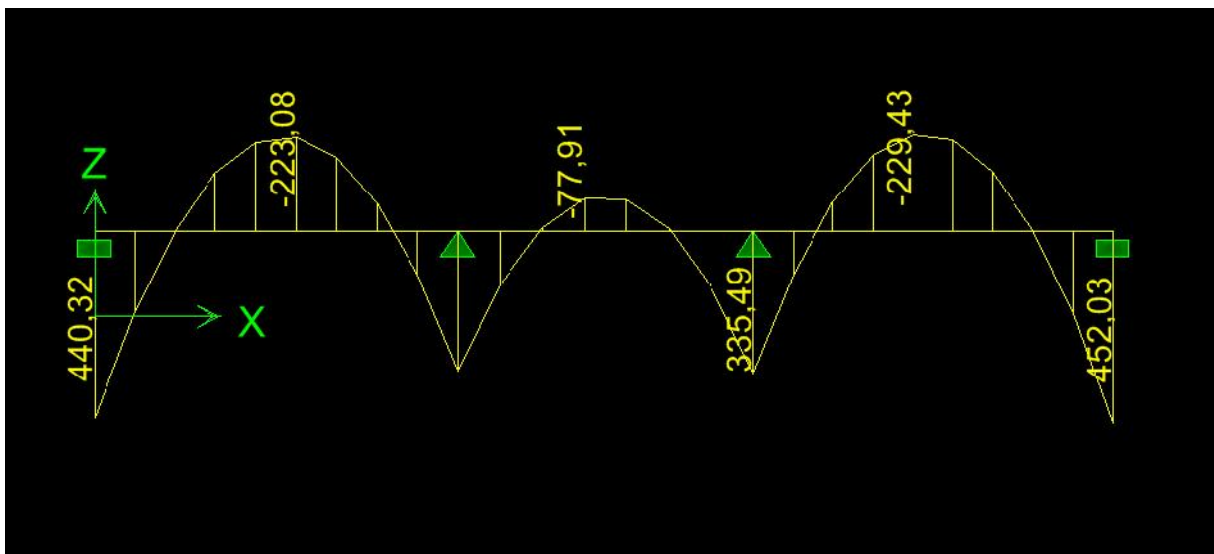


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)

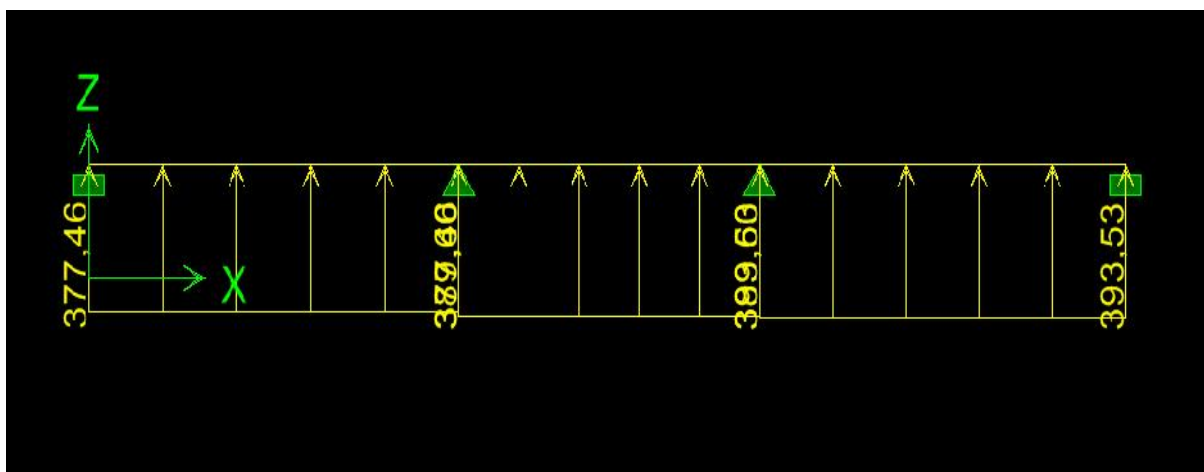


Figure VII.15: Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal)

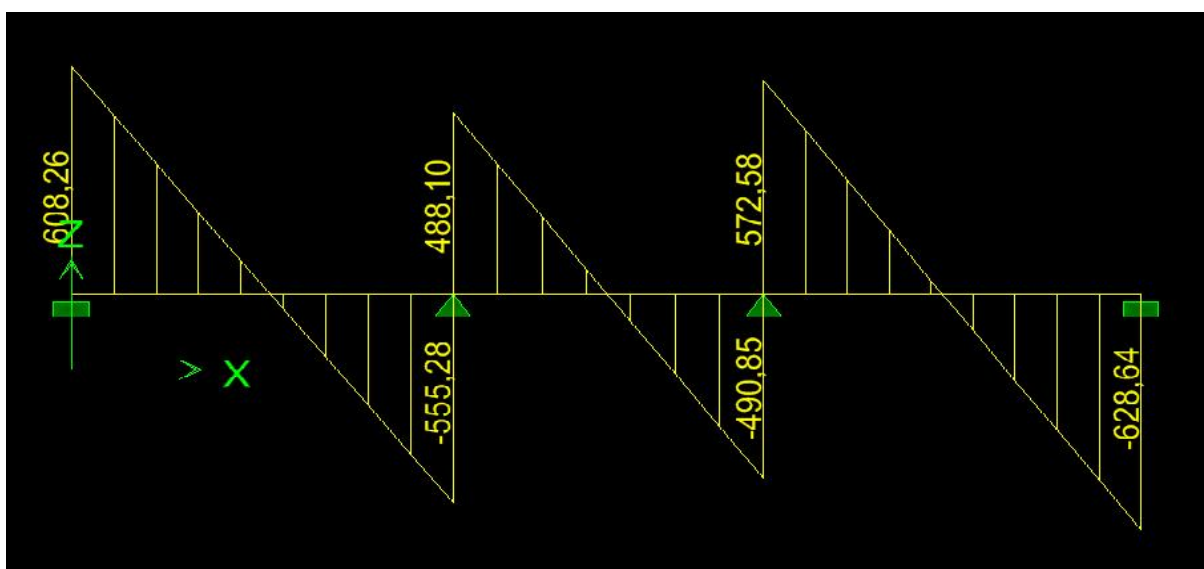


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal)

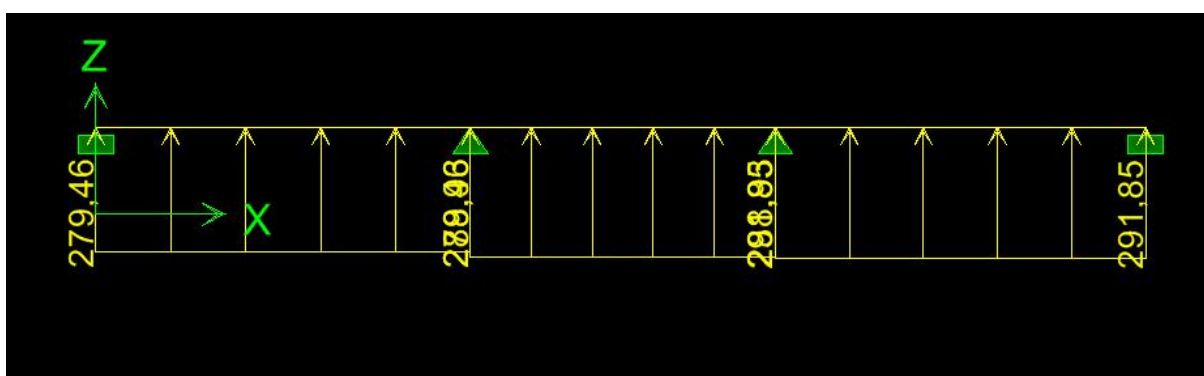


Figure VII.17: Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS (sens transversal)

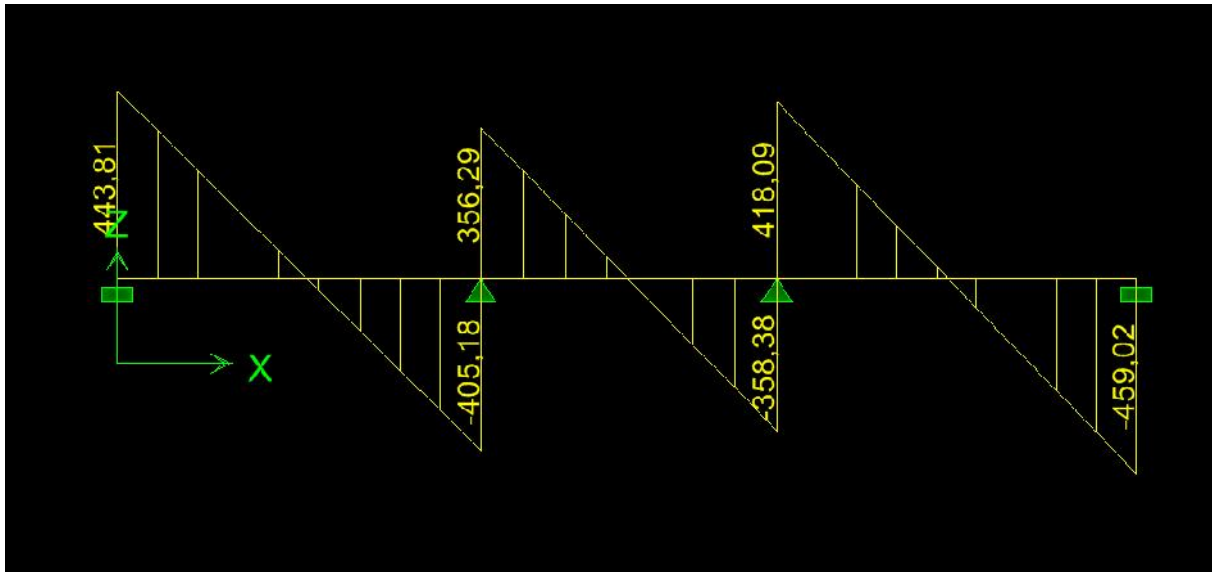


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal)

C) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_m^a$ (KN.m)	917.52	674.02	616.66	452.03
$M_m^l$ (KN.m)	801.42	589.33	312.98	229.43
$T_{max}$ (KN)	994.81	729.1	628.64	459.02

Tableau VII.9: Les efforts internes dans les nervures.

D) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul :

$$M_{G1}^U = 8.4 \text{ K.m} ; M_a^U = -9.5 \text{ K.m}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^m}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{9.5 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.2} = 0.130 < 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu_u = 0.130 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_a = \frac{M_a^m}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{917.52 \times 10^3}{0.930 \times 95 \times 348} = 29.84 \text{ cm}^2$$

Soit: 8HA20 + 8HA20 CHAP = 50.27 cm<sup>2</sup>

		M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )
Sens longitudinal	Appui	917.52	0.130	0.930	29.84	6HA16 + 6HA20 CHAP	30.9
	Travée	801.42	0.114	0.939	25.81	6HA16 + 6HA20 CHAP	30.9
Sens transversal	Appui	674.02	0.096	0.949	21.48	6HA16 + 6HA16 CHAP	30.9
	travée	589.33	0.084	0.956	18.64	6HA20	18.84

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures à L'ELU

## b) Armatures transversales :

## - Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$s_t \leq \frac{l}{3} = \frac{1}{3} = 5.3 \text{ m}$$

- Soit le diamètre des armatures transversales = **8 m**

- On prend un cadre et un étrier de = **8 m**

## ) Espacement des armatures :

## - En zone nodale :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \{25 ; 19.2\}$$

Soit :  $S_t = 1 \text{ c}$

## - En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 2 \text{ c}$

## ) Armatures transversales minimales :

$$A_t^m = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$  (02 cadres et 01 étrier)

## E) Vérification à l'ELU

## a) Condition de non fragilité

$$A_m = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t2}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 100 \times 2.1}{400} = 6.46 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_a \quad \epsilon = 30.9 \text{ cm}^2 > A_m = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_a \quad \epsilon = 30.9 \text{ cm}^2 > A_m = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_a \quad \epsilon = 30.9 \text{ cm}^2 > A_m = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_a \quad \epsilon = 18.84 \text{ cm}^2 > A_m = 6.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \min\left(\frac{0.15 f_{c2}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale :**

$$T_u = 994.81 \text{ KN}$$

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{9.8 \times 10^3}{5 \times 9} = 1.904 \text{ MPa} \quad \tau = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sens transversale :**

$$T_u = 628.64 \text{ KN}$$

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{6.6 \times 10^3}{5 \times 9} = 1.20 \text{ MPa} \quad \tau = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**F) Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c2}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{9.5}{6.0} = 1,36$$

Avec :

$$\mu_u = 0.130 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.1748$$

$$\alpha = 0.1748 \quad \frac{1,3 - 1}{2} + \frac{2}{1} = 0.43 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{801.42}{589.33} = 1.36$$

Avec :

$$\mu_u = 0.114 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.1517$$

$$\alpha = 0.1517 \quad \frac{1.3 - 1}{2} + \frac{2}{1} = 0.43 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{6 \cdot 6}{4 \cdot 0} = 1.36$$

Avec :

$$\mu_u = 0.096 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.1264$$

$$\alpha = 0.1264 \quad \frac{1.3 - 1}{2} + \frac{2}{1} = 0.43 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{312.98}{229.43} = 1.36$$

Avec :

$$\mu_u = 0.084 \quad \alpha = 0.1126$$

$$\alpha = 0.1126 \quad \frac{1.3 - 1}{2} + \frac{2}{1} = 0.43 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**G) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 [cm<sup>2</sup>] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Par paroi.}$$

Soit: **2HA16 = 4.02 cm<sup>2</sup>**

**Conclusion :**

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

$A_{\text{radier}} \Psi A_{\text{débord}} \rightarrow$  |le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).



# **CHAPITRE VIII**

## **Etude du voile périphérique**

### VIII.1 Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ) Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- ) Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

### VIII.2 Pré dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de **15 cm**.

On opte pour une épaisseur de **25 cm**.

### VIII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par le manuscrit de **M. BELAZOUGUI « calcul des ouvrages en béton armé » (en page 239)**

- ) Poids volumique du sol :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- ) Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$
- ) Cohésion :  $C = 0$
- ) Charge d'exploitation éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- ) Contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ b}$
- ) Hauteur du voile  $H = 4.42 \text{ m}$ .

### VIII.4 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = c \frac{\beta - \sqrt{\beta^2 - c}}{\beta + \sqrt{\beta^2 - c}} \frac{\varphi^2}{\beta^2 - c} = 0.27$$

= 0 : Pour un sol horizontal

Donc :

$$K_a = t_1^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.2$$

Calcul des contraintes

- à l'ELU

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma \cdot h + 1.5q)$$

Pour :

- $H = 0 \text{ m}$  →  $\sigma_h = 0.27 (1.5 \times 10) = 4.05 \text{ KN/m}^2$
- $H = 4.42 \text{ m}$  →  $\sigma_h = 0.27 (1.35 \times 17 \times 4.42 + 1.5 \times 10) = 31.438 \text{ KN/m}^2$

- Calcul à l'ELS

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

Pour :

- $H = 0$  →  $\sigma_h = 0.27 \times 10 = 2.7 \text{ KN/m}^2$
- $H = 4.42 \text{ m}$  →  $\sigma_h = (17 \times 4.42 + 10) 0.27 = 22.98 \text{ KN/m}^2$

) Diagramme des contraintes

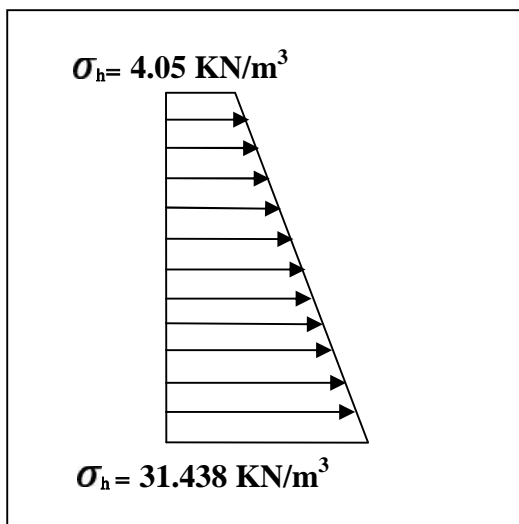


Figure VIII.1: Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU

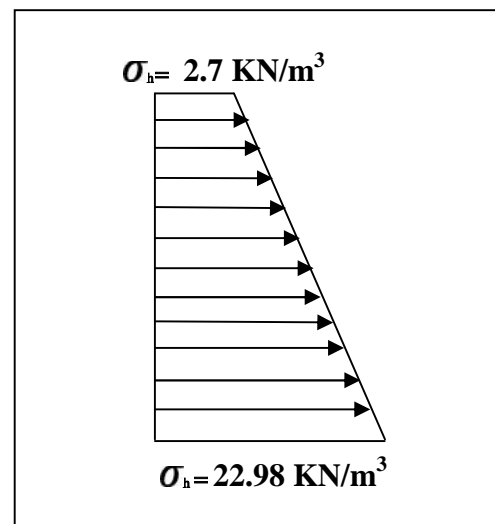


Figure VIII.2: Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

### Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- ELU :

$$q_u = \frac{3 h_2 + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ ml} = \frac{3 \times 3.4 + 4.0}{4} \times 1 \text{ ml} = 24.591 \text{ KN/ml}$$

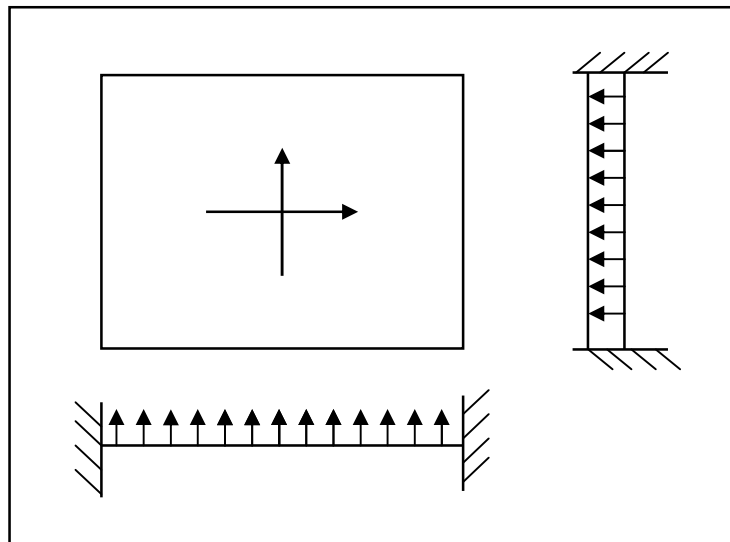
- ELS :

$$q_s = \frac{3 h_2 + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ ml} = \frac{3 \times 2.9 + 2.7}{4} \times 1 \text{ ml} = 17.91 \text{ KN/ml}$$

### VIII.5 Ferrailage du voile périphérique

#### 1) Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



#### 2) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

) **Moment en travée**

- **0.75 (sens XX)**

- **0.75 (sens YY)**

)] Moment d'encastrement sur les grands cotés

- 0.5 (Appui de rive)
- 0.5 (Autre appuis)

### 3) Identification des panneaux

$$l_x = 4.42 \text{ m et } l_y = 5.35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.4}{5.3} = 0.8 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

### 4) Correction des moments

A) ELU :

$$\rho = 0.8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0531 \times 24.591 \times (4.42)^2 = 25.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.649 \times 25.51 = 16.55 \text{ KN.m}$$

)] Sens X-X :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 25.51 = 12.755 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 25.51 = 19.1325 \text{ KN.m}$

)] Sens Y-Y :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 16.55 = 8.275 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 16.55 = 12.413 \text{ KN.m}$

B) ELS :

$$\rho = 0.8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.75 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.060 \times 17.91 \times (4.42)^2 = 20.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.75 \times 20.99 = 15.74 \text{ KN.m}$$

)] Sens X-X :

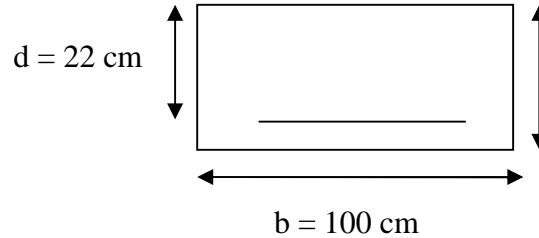
- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 20.99 = 10.495 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 20.99 = 15.74 \text{ KN.m}$

)] Sens Y-Y :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 15.74 = 7.87 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 15.74 = 11.805 \text{ KN.m}$

VIII.6 Ferrailage à l'E.L.U

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml



1) Calcul des sections d'armatures

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	η <sub>u</sub>	η <sub>1</sub>	section	s	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	s <sub>t</sub> (cm)
X-X	Appuis	12.755	0.018	0.392	SSA	0.991	1.68	2.5	6HA12 = 6.78	15
	Travée	19.1325	0.027	0.392	SSA	0.986	2.53	2.5	6HA12 = 6.78	15
Y-Y	Appuis	8.275	0.012	0.392	SSA	0.994	1.08	2.5	6HA12 = 6.78	15
	travée	12.413	0.018	0.392	SSA	0.991	1.63	2.5	6HA12 = 6.78	15

Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique

2) Recommandations du RPA 99 version 2003 (Art 10.1.2) :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10 B** dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h \times 0.001 | 100 | 25 \times 2.5 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre (4) épingles par mètre carré (m<sup>2</sup>) de **HA8**.

VIII.7 Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles

Constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

) Dans les aciers :

$$\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = m \left\{ \frac{2}{3} f_{e1} \cdot 1 \quad \sqrt{f_c} \right\}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = m \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \overline{1.6 \times 2.1} \right\} = 216 \text{ MPa}$$

) Dans le béton :

$$\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$X \frac{100.A_s}{b.d} \quad | \quad | \quad K$$

$$b \frac{X-s}{k}$$

Avec :

$$s \frac{M_s}{.d.A_s}$$

sens	zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	observation
X-X	appuis	6.78	10.495	0.308	0.912	41.82	77.149	201.63	1.84	15	CV
	travée	6.78	15.74	0.308	0.912	41.82	115.70	201.63	2.76	15	CV
Y-Y	appuis	6.78	7.87	0.308	0.912	41.82	57.19	201.63	1.36	15	CV
	travée	6.78	11.805	0.308	0.912	41.82	86.77	201.63	2.07	15	CV

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**Conclusion**

- L'épaisseur du voile périphérique est de **25 cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1 m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

) Sens X-X

- En travée : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.
- Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.

) Sens Y-Y

- En travée : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.
- Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.

# **CONCLUSION GENERALE**

# CONCLUSION GENERALE

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 économique et sécuritaire, 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, que nous espérons poursuivre dans le futur proche de notre vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

## ▪ Règlements

- Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 version 2003
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2
- Règles de conception de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91modifier 99

## ▪ Ouvrage

- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes
- Calcul des ouvrages en béton armé (M. BELAZOUGUI)

## ▪ Logiciels

- Word 2007
- Excel 2007
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2014.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

# NOTATIONS ET SYMBOLES

**A** ( $A_s$  ou  $A_l$ ) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

**B** (**S**) : Aire d'une section de béton

**E<sub>s</sub>** : Module de Young de l'acier

**E<sub>ij</sub>** : Module de Young instantané à l'âge de ( j ) jours

**E<sub>vj</sub>** : Module de Young diffère à l'âge de ( j ) jours

**F** : Force ou action en général

**I** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

**M<sub>ser</sub>** : Moment fléchissant de calcul de service

**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant de calcul ultime

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal de calcul de service

**N<sub>u</sub>** : Effort normal de calcul ultime

**G** : Action permanente

**Q** : Action d'exploitation

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul ultime

**a** : Largeur d'un poteau ou d'un voile

**b** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

**b<sub>0</sub>** : Largeur de l'âme d'une poutre

**d** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

**e** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de ( j ) jours

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de ( j ) jours

**g** : Charge permanente unitaire

**h** : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

**h<sub>0</sub>** : Hauteur du talon d'une poutre

**$h_1$** : Hauteur du hourdis d'une poutre

**$j$** : Nombre de jours de maturité du béton

**$L$** : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

**$L_f$** : Longueur de flambement.

**$N$** : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**$q$** : Charge d'exploitation unitaire.

: Coefficient de pondération

**$i$** : Flèche horizontale due à  $f_i$

**$k$** : Déplacement horizontal au niveau (k)

**$e_k$** : Déplacement horizontal du aux forces

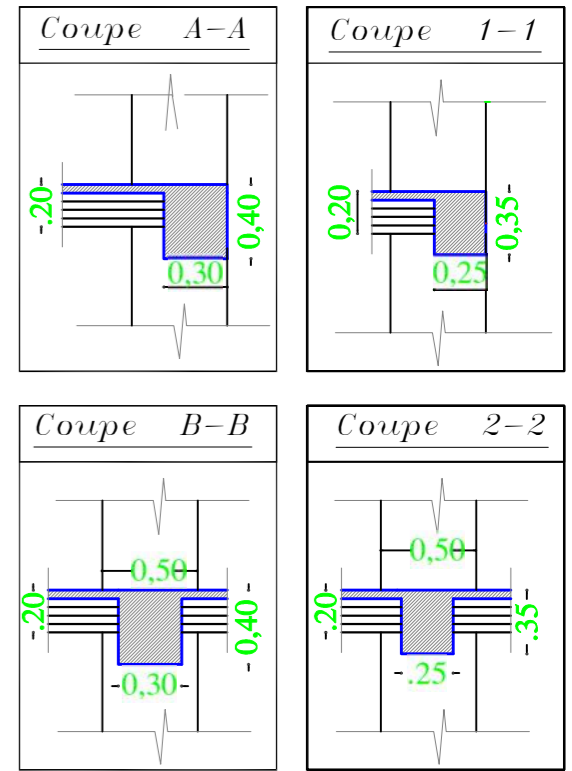
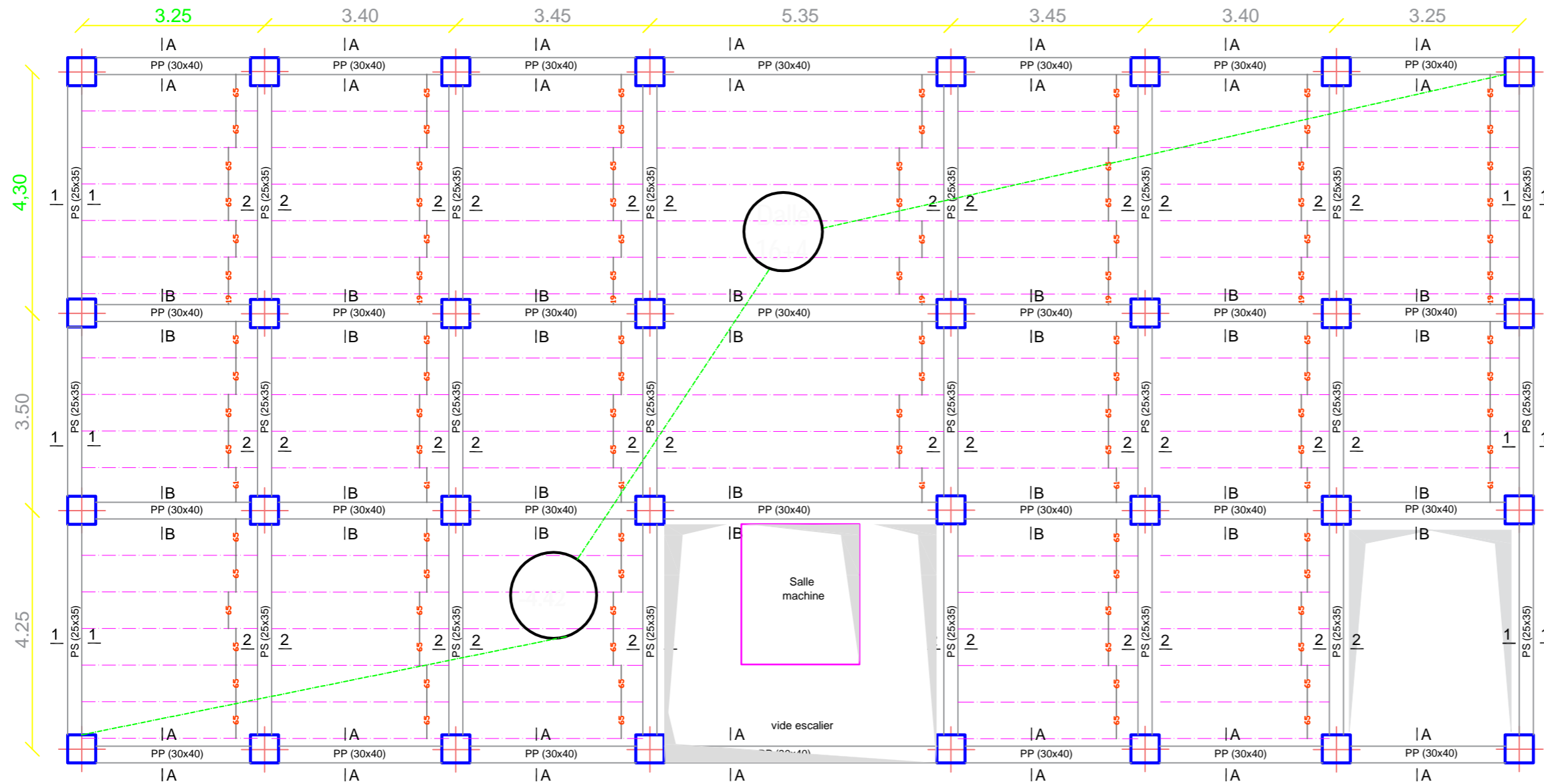
**$N$** : Déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau n

**$k$** : Déplacement horizontal relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k- i)

: Pourcentage d'amortissement

: Facteur de correction d'amortissement

: Facteur d'instabilité

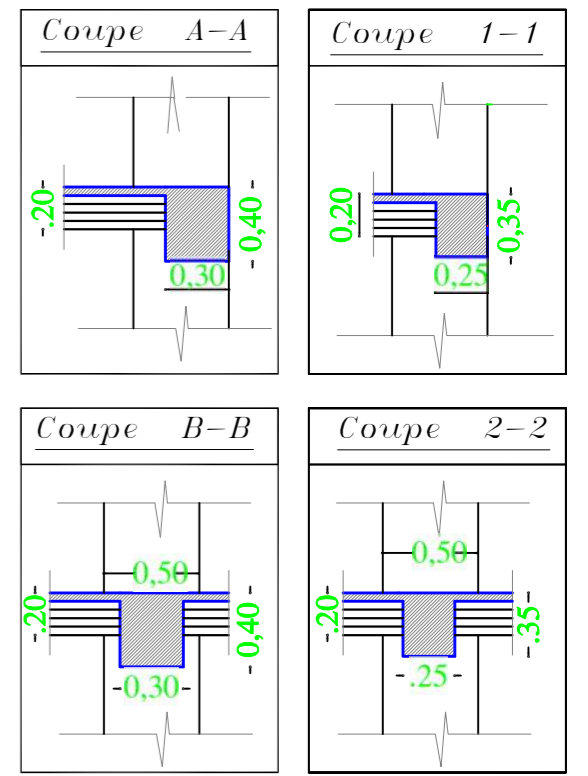
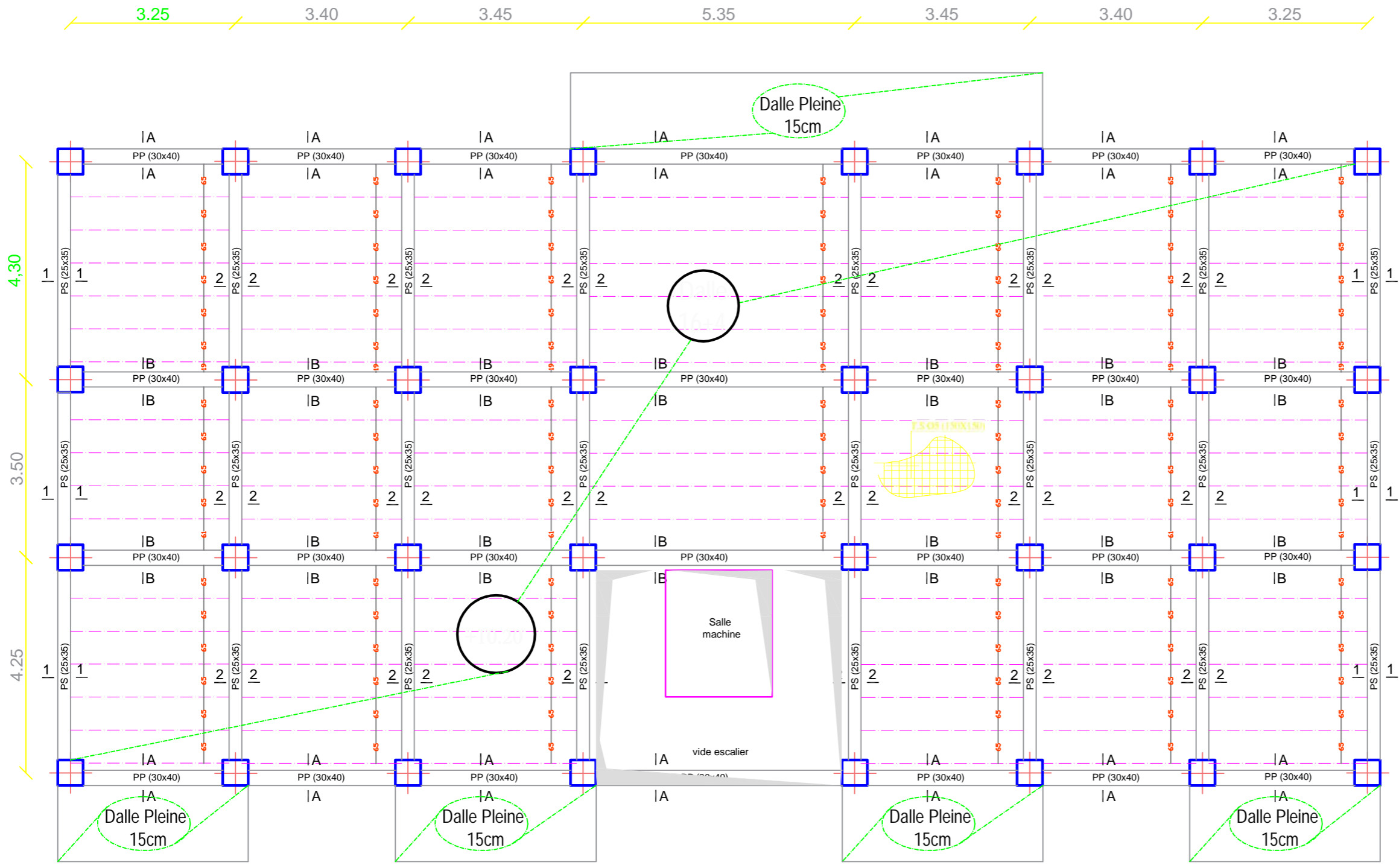


**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: - 4.42 (SOUS SOL)**  
**NIV: + 0.00 (RDC)**

**Zone: (I)**

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: - 4.42 (SOUS SOL)</b> <b>NIV: + 0.00 (RDC)</b>	<b>Echelle°:1/50</b> <b>Plan N°:01</b> <b>Promotion:</b> 2020
<b>Dirigé par :</b> <b>Mr A.ALICHE</b>		

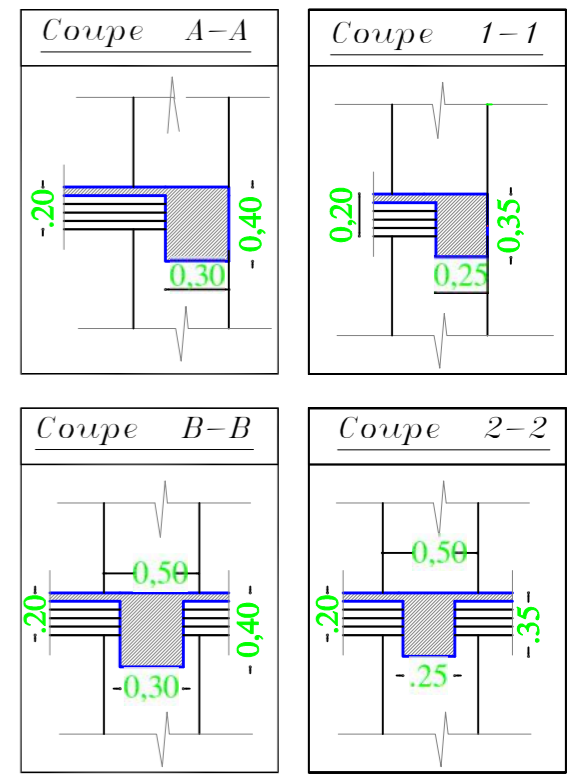
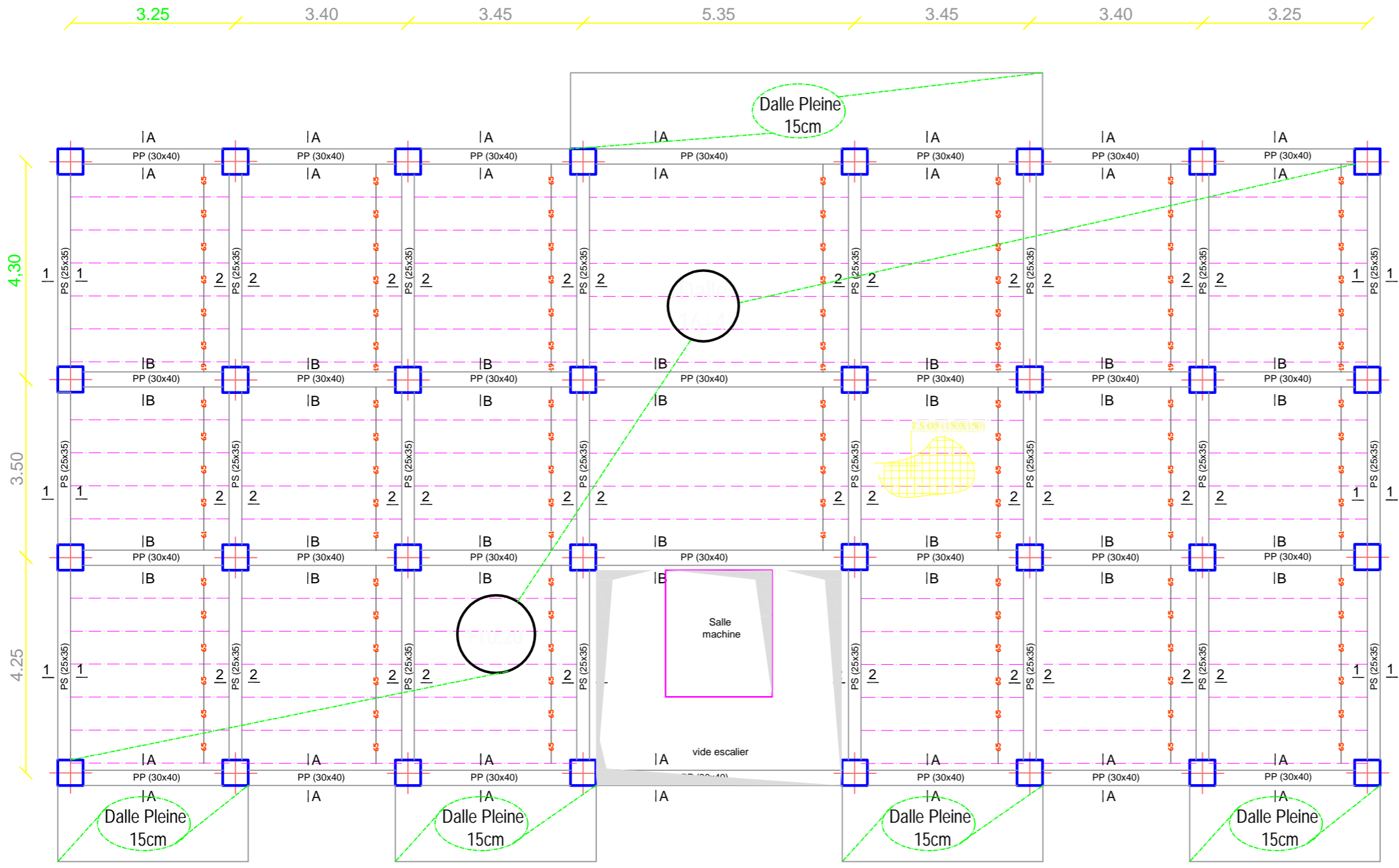


**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: + 4.42 (ETAGE 1)**  
**NIV: + 7.48 (ETAGE 2)**

**Zone:(I)**

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: + 4.42 (ETAGE 1)</b> <b>NIV: + 7.48 (ETAGE 2)</b>	<b>Echelle°:1/50</b> <b>Plan N°:02</b>
<b>Dirigé par :</b>  <b>Mr A.ALICHE</b>		<b>Promotion:</b> <b>2020</b>

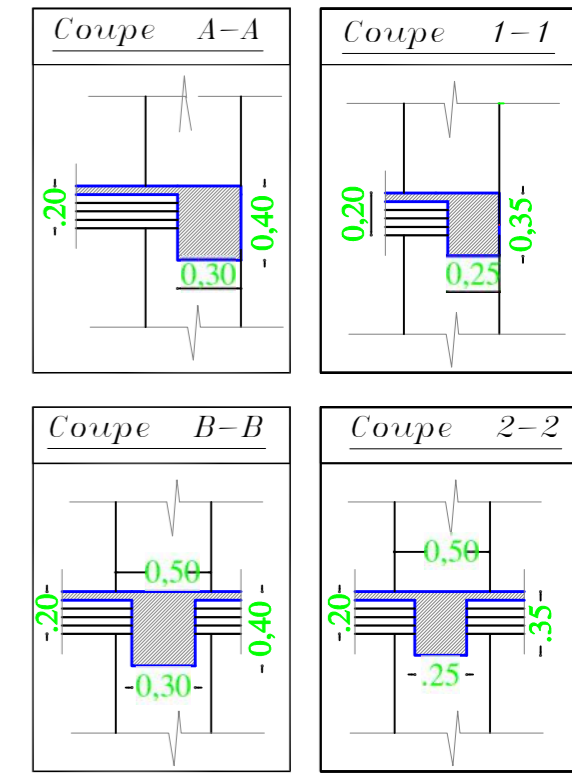
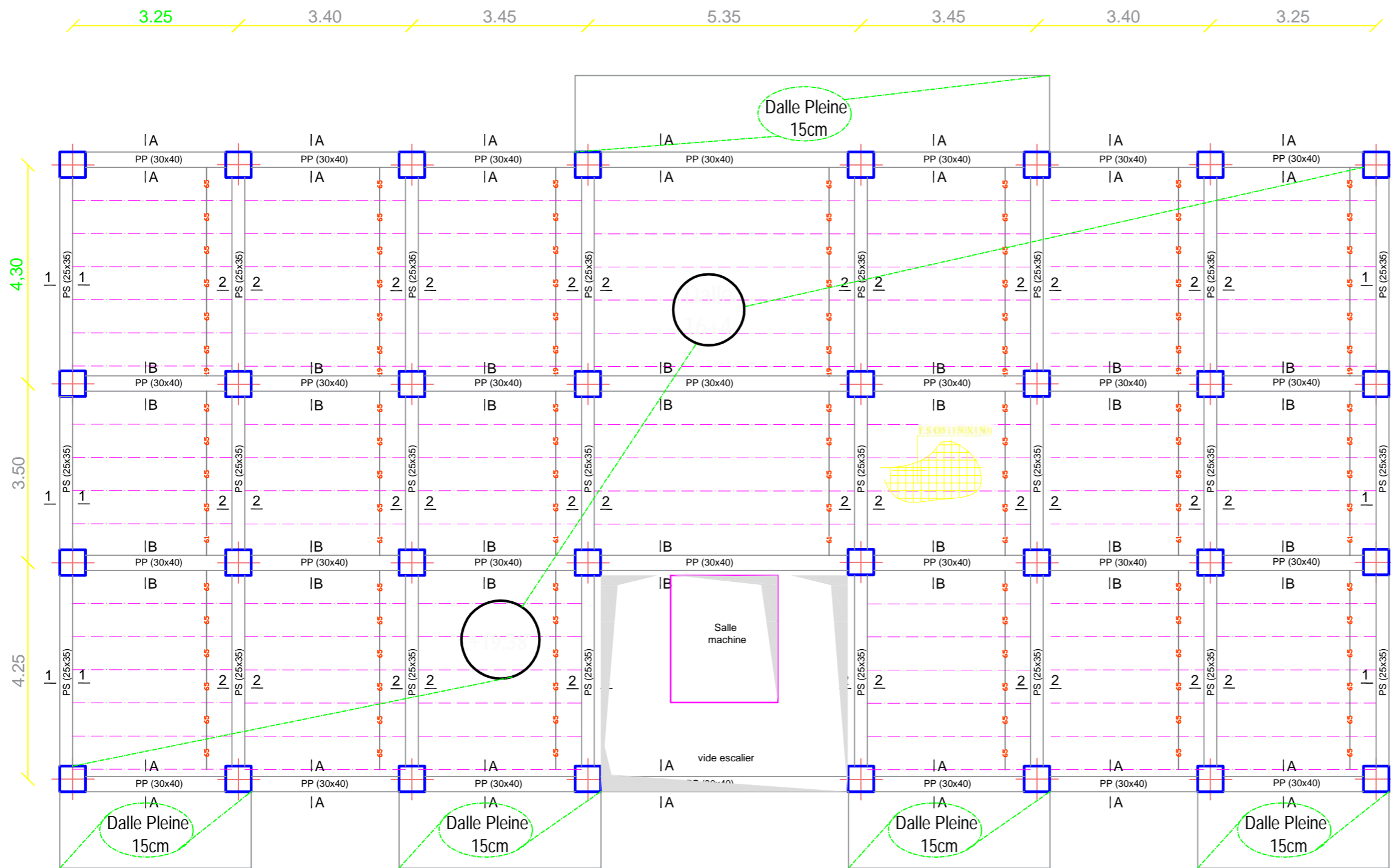


**Zone:(II)**

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +10.54 (ETAGE 3)**  
**NIV: +13.60 (ETAGE 4)**  
**NIV: +16.66 (ETAGE 5)**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: +10.54 (ETAGE 3)</b> <b>NIV: +13.60 (ETAGE 4)</b> <b>NIV: +16.66 (ETAGE 5)</b>	<b>Echelle°:1/50</b> <b>Plan N°:03</b> <b>Promotion:</b> 2020
<b>Dirigé par :</b>  Mr A.ALICHE		

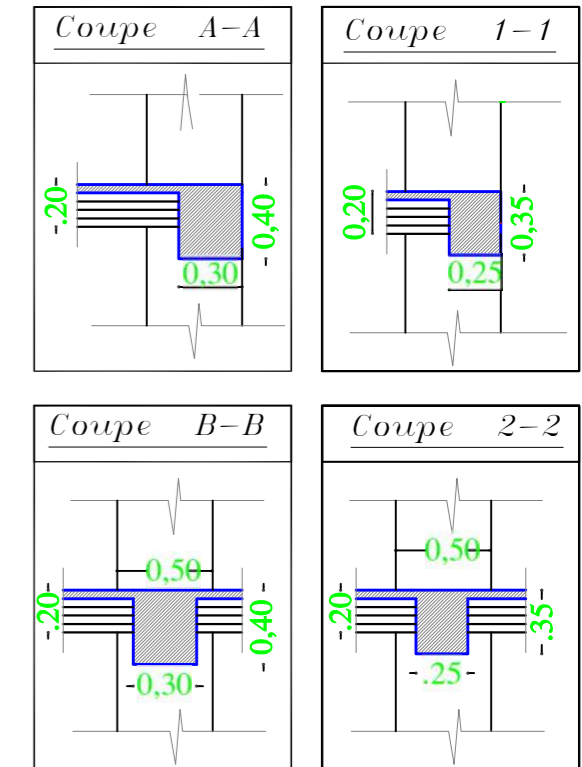
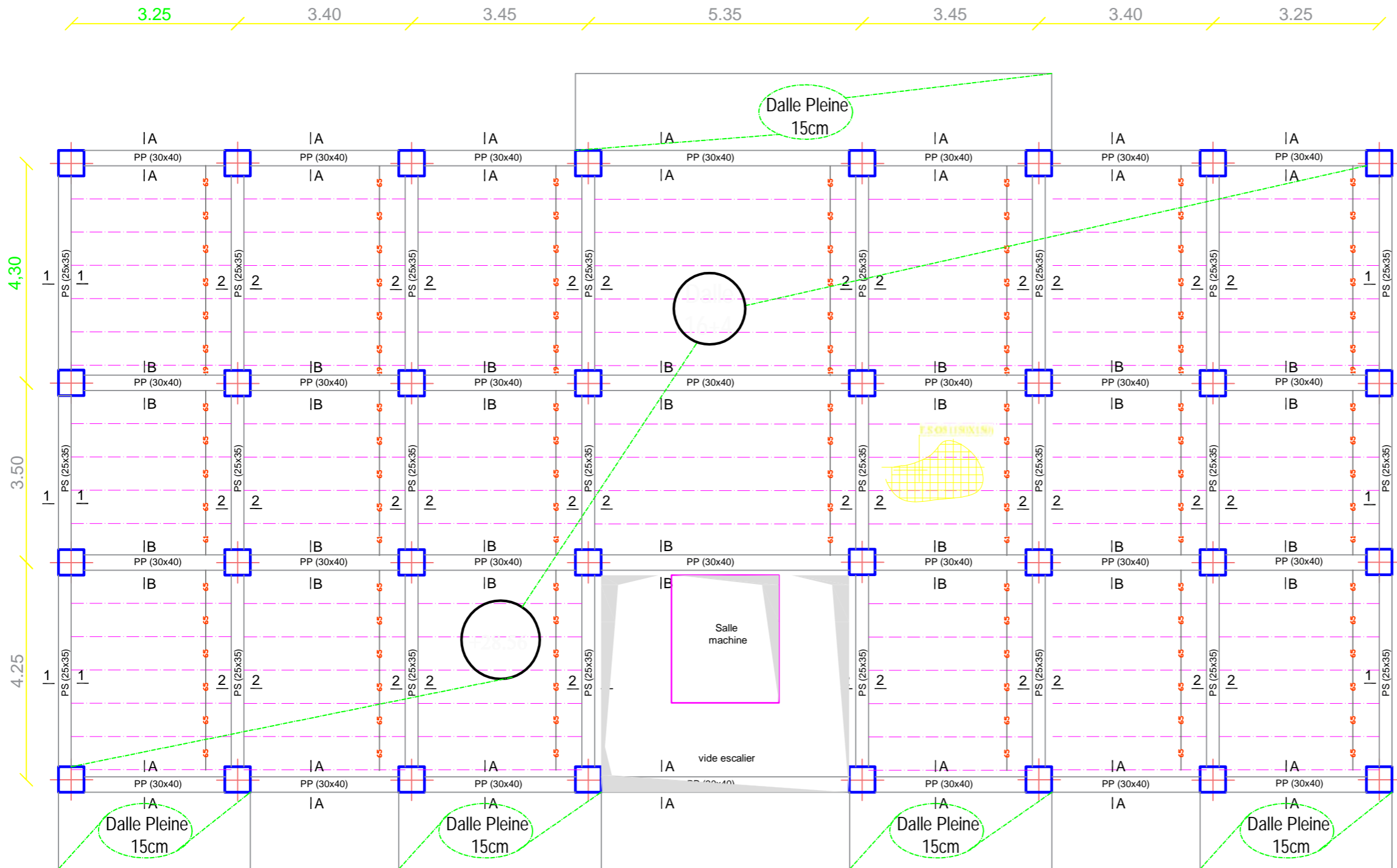


**Zone:(III)**

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +19.72 (ETAGE 6)**  
**NIV: +22.78 (ETAGE 7)**  
**NIV: +25.84 (ETAGE 8)**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: +19.72 (ETAGE 6)</b> <b>NIV: +22.78 (ETAGE 7)</b> <b>NIV: +25.84 (ETAGE 8)</b>	<b>Echelle°:1/50</b> <b>Plan N°:04</b> <b>Promotion:</b> 2020
<b>Dirigé par :</b> <b>Mr A.ALICHE</b>		



## PLAN DE COFFRAGE NIV: +28.90 (ETAGE 9)

**Zone: (IV)**

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

**Etudié par :**

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

**Dirigé par :**

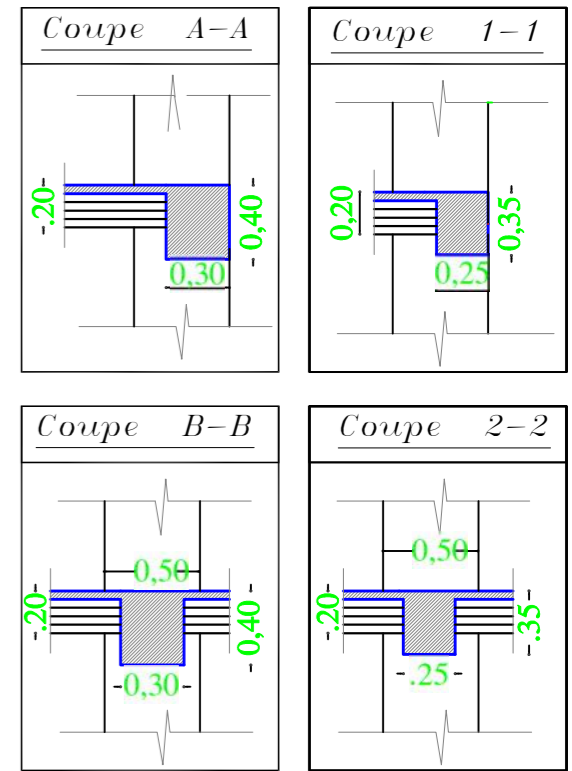
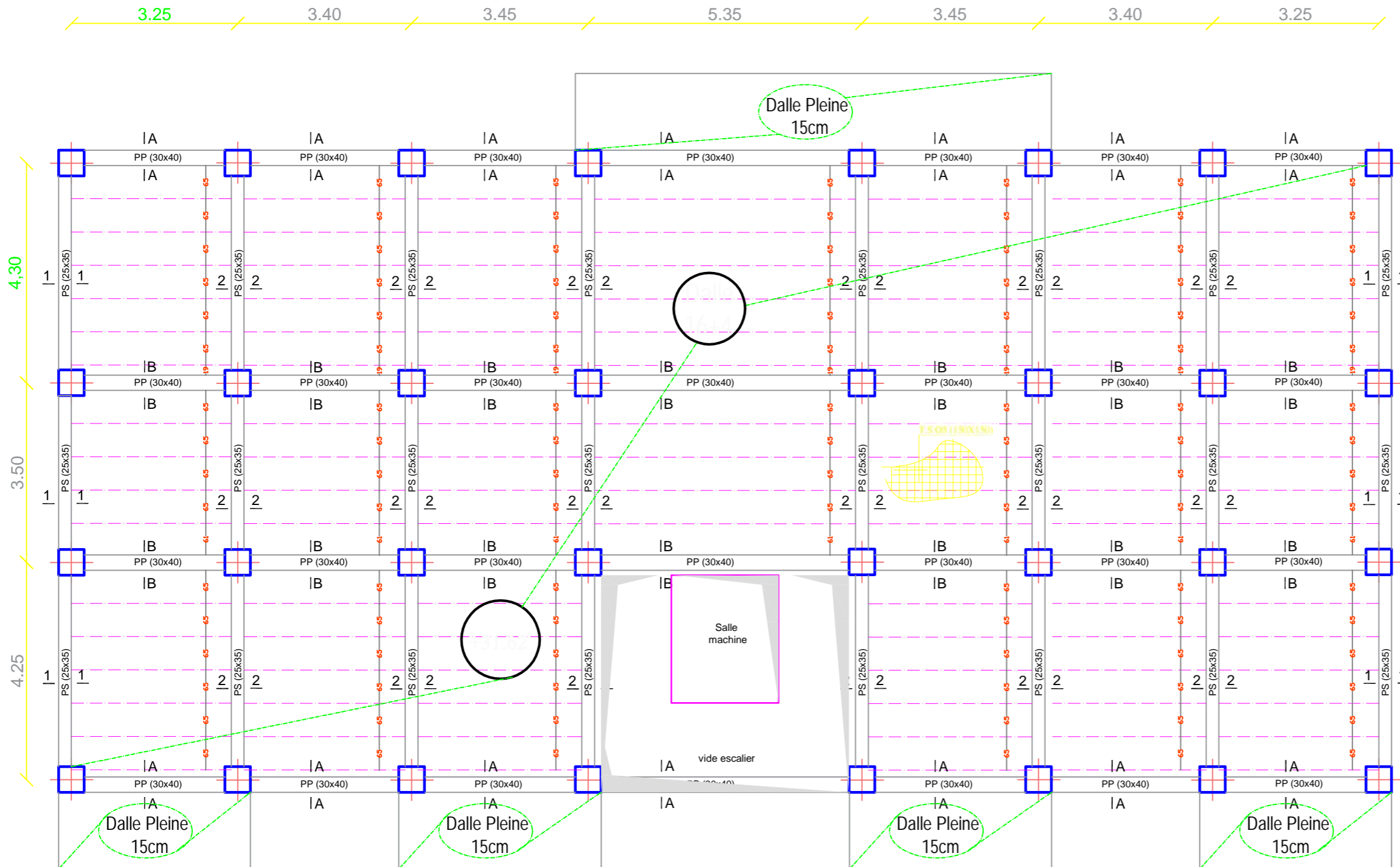
**Mr A.ALICHE**

**Echelle°:1/50**

**PLAN DE COFFRAGE  
NIV: +28.90(ETAGE 9)**

**Plan N°:05**

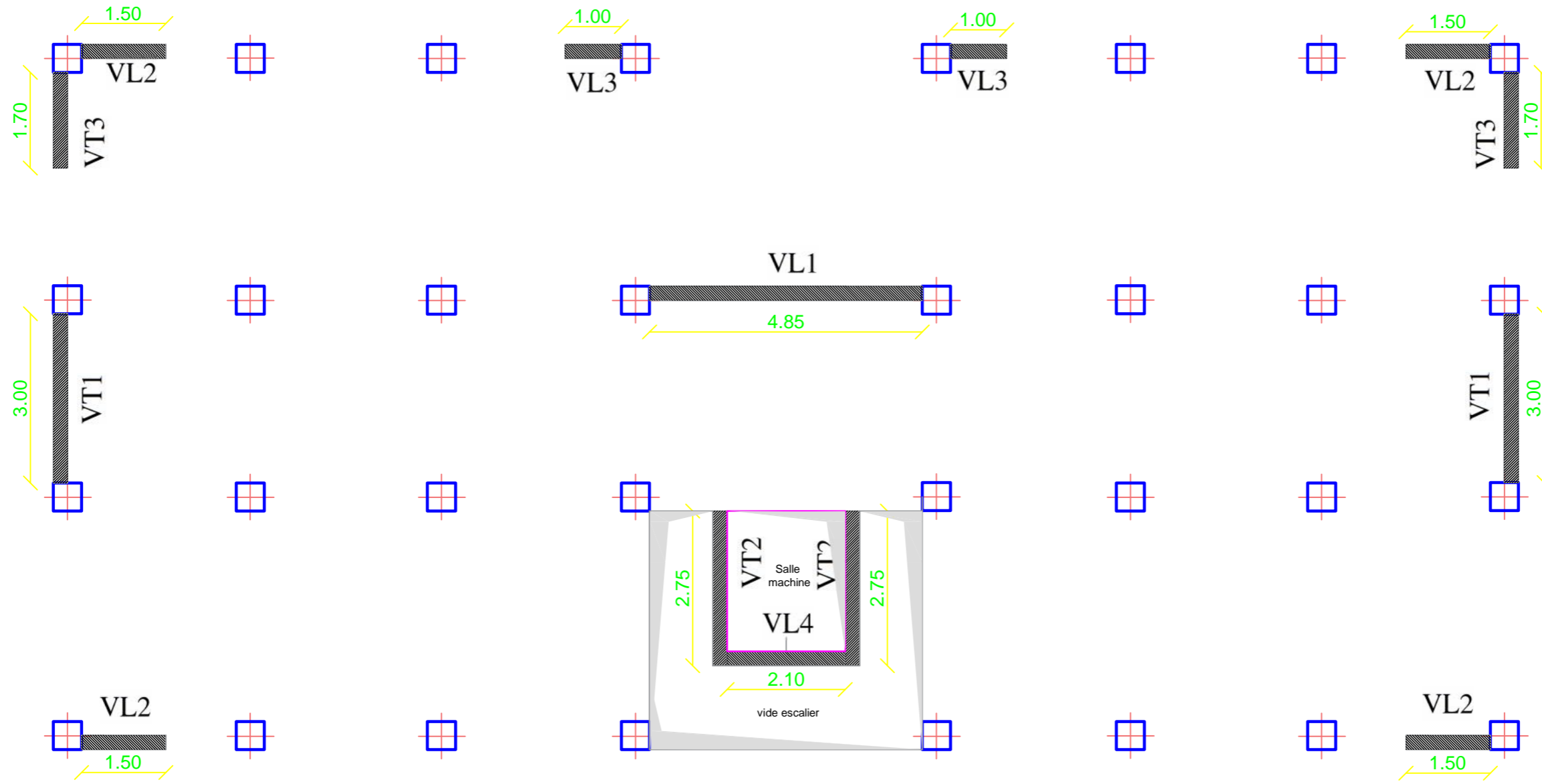
**Promotion:  
2020**



**PLAN DE COFFRAGE  
NIV: +31.96 (TERRASSE)**

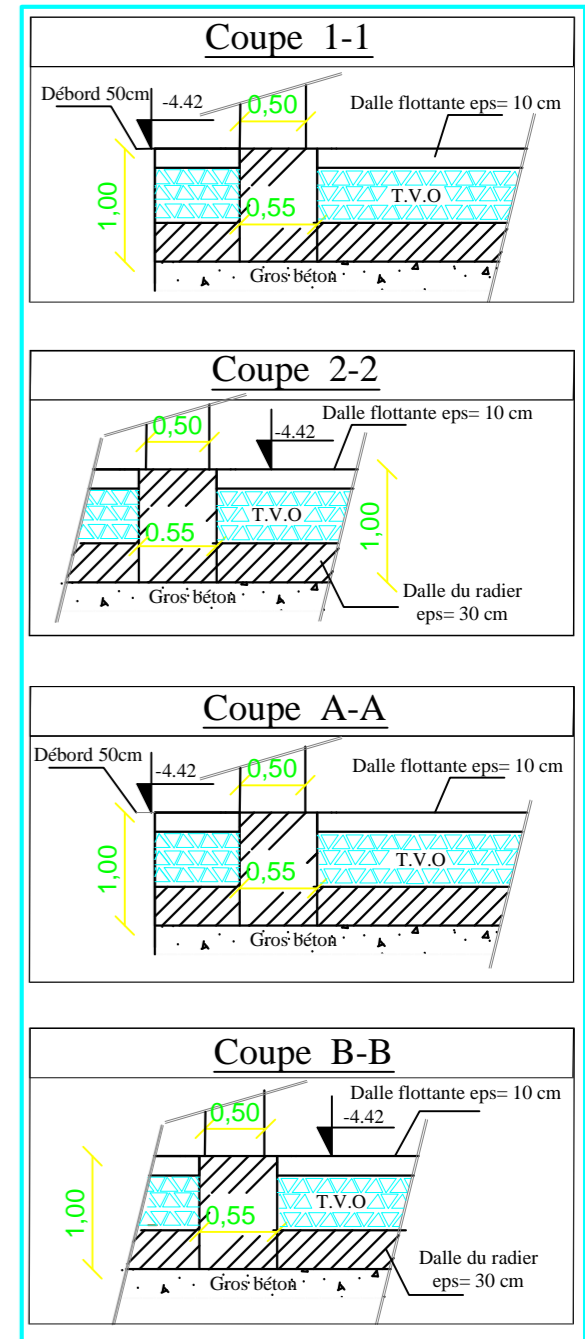
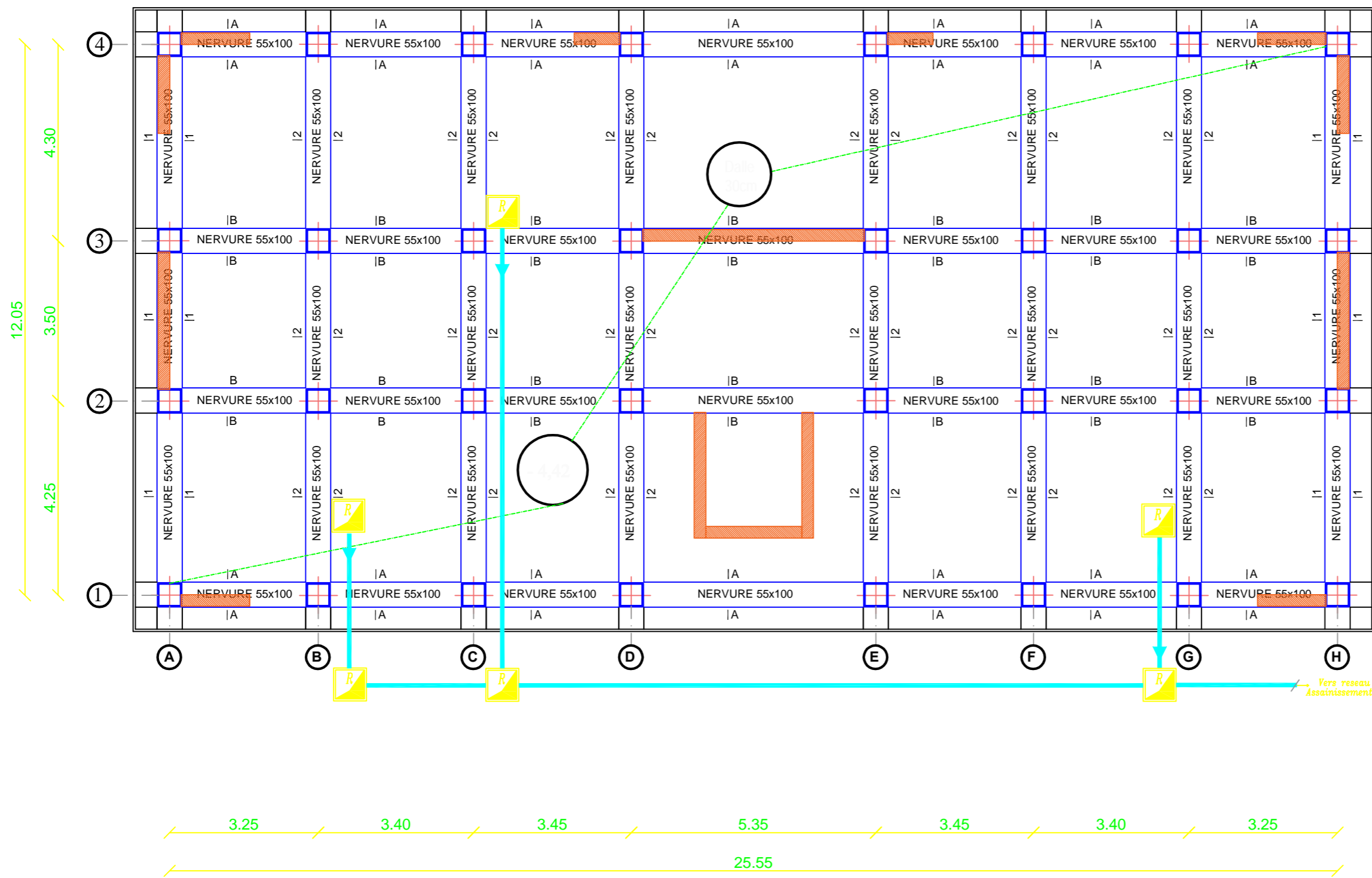
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE COFFRAGE TERRASSE NIV: +31.96</b>	<b>Echelle°:1/50</b> <b>Plan N°:06</b> <b>Promotion: 2020</b>
<b>Dirigé par :</b> <b>Mr A.ALICHE</b>		



**LA DISPOSITION DES VOILES**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>LA DISPOSITION DES VOILES</b>	<b>Echelle°:1/50</b>
<b>Dirigé par :</b> Mr A.ALICHE		<b>Plan N°:07</b>
		<b>Promotion:</b> 2020

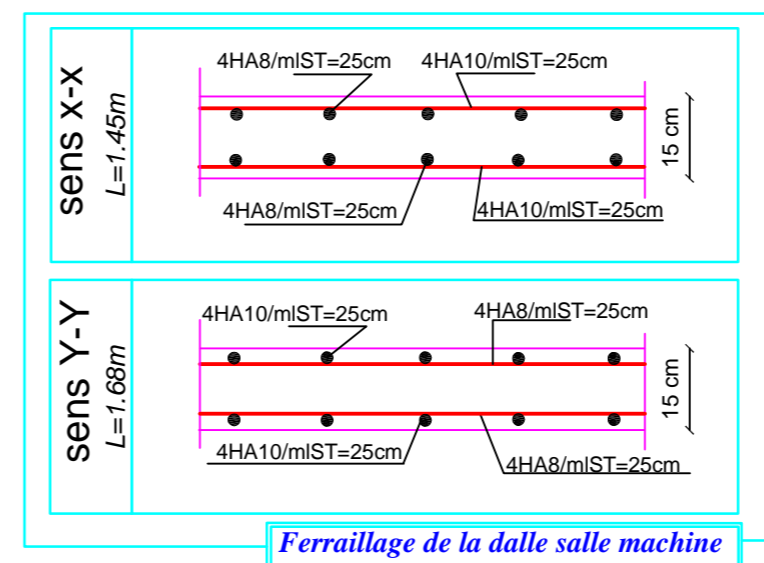
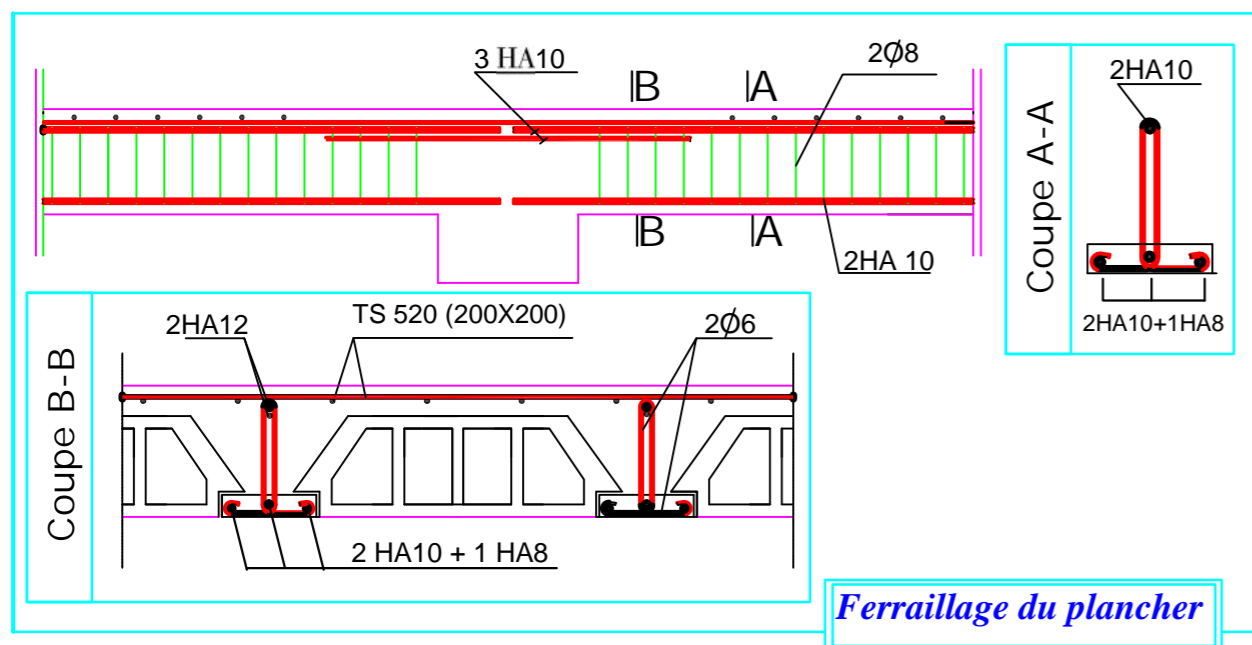
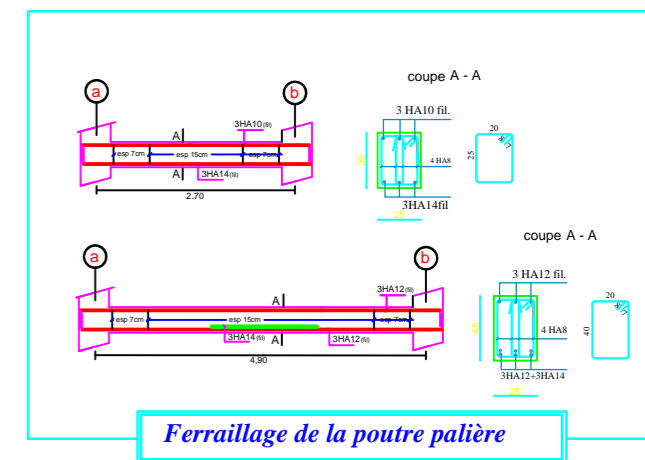
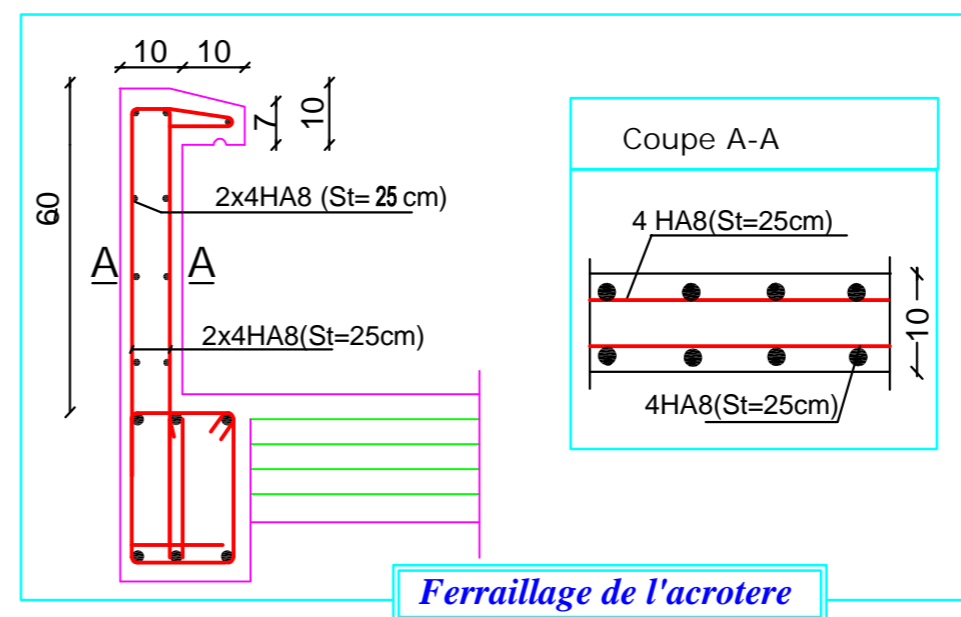
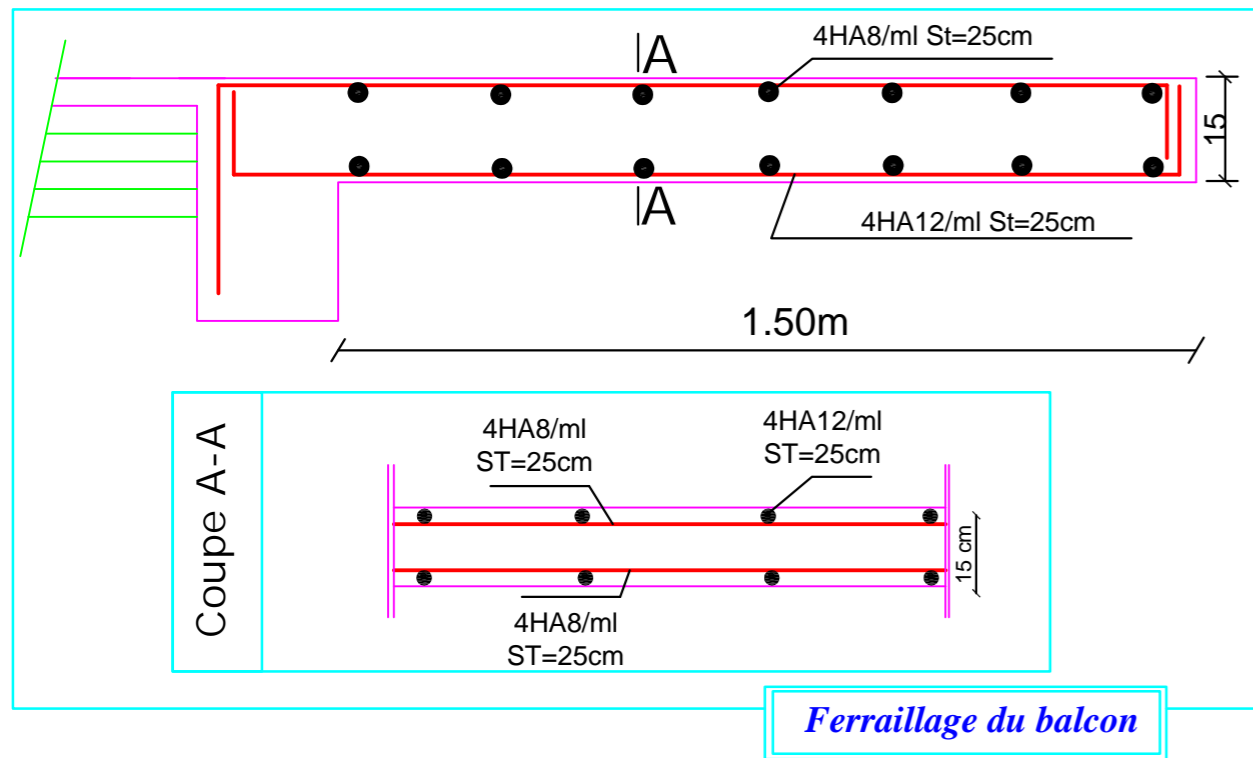


**Zone:(I)**

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(55X100)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

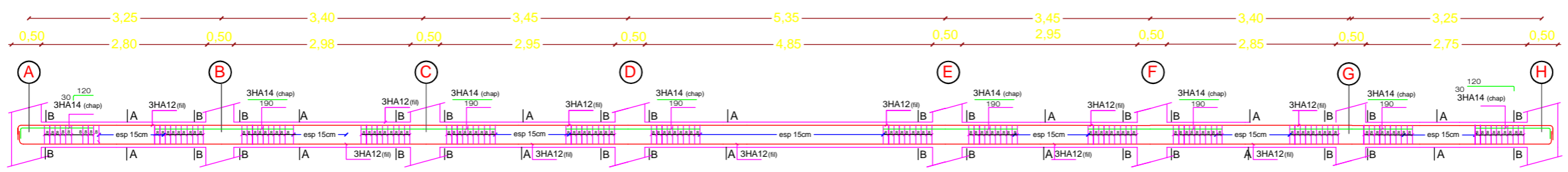
**PLAN DE FONDATIONS  
NIV: -4.42 (SOUS-SOL)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>PLAN DE FONDATIONS NIV: -4.42 (SOUS-SOL)</b>	<i>Echelle°:</i> 1/5C
<i>Dirigé par :</i> <b>Mr A.ALICHE</b>		<i>Plan N°:</i> 08  <i>Promotion:</i> 2020

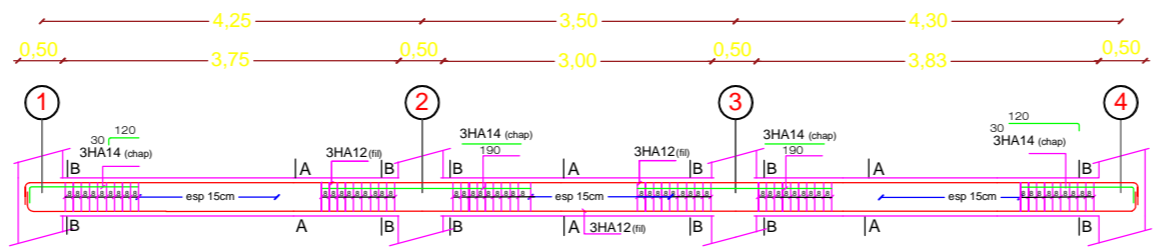


<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES</b>	<i>Echelle°: 1/50</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE		<i>Plan N°: 09</i>
		<i>Promotion:</i> 2020

Ferrailage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup> axes : A, B, C, D,E,F,G,H

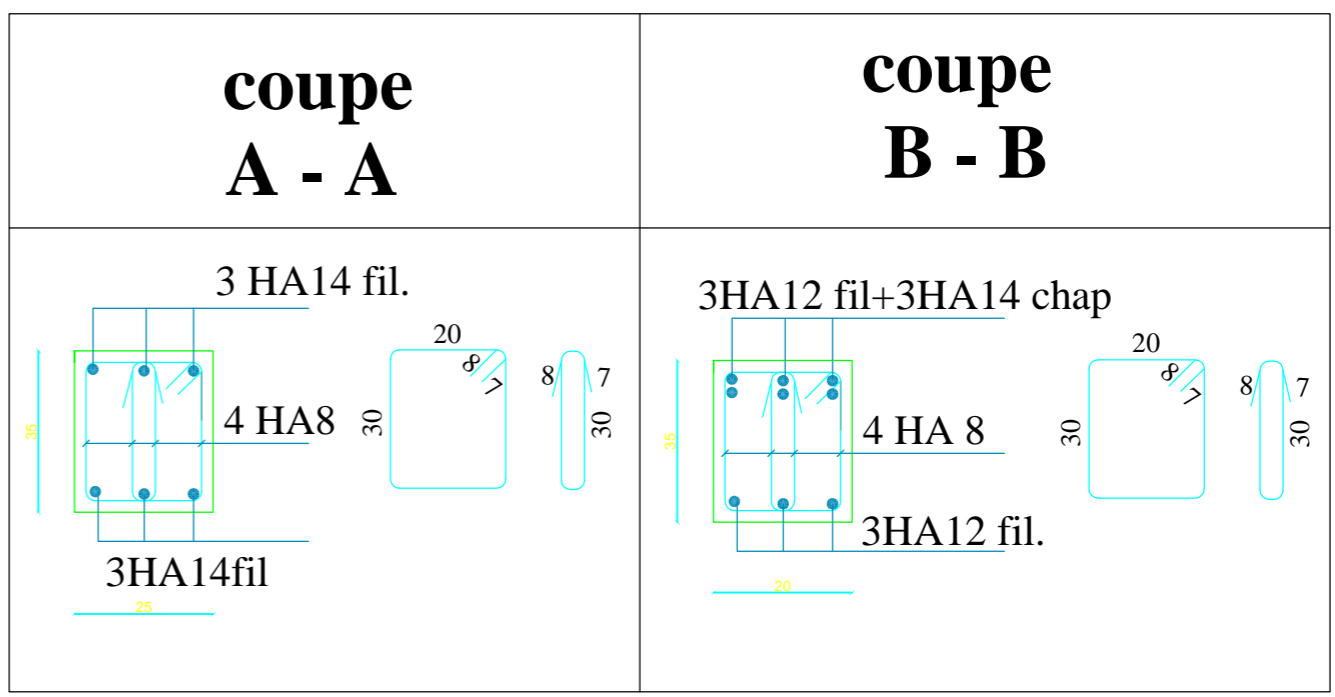
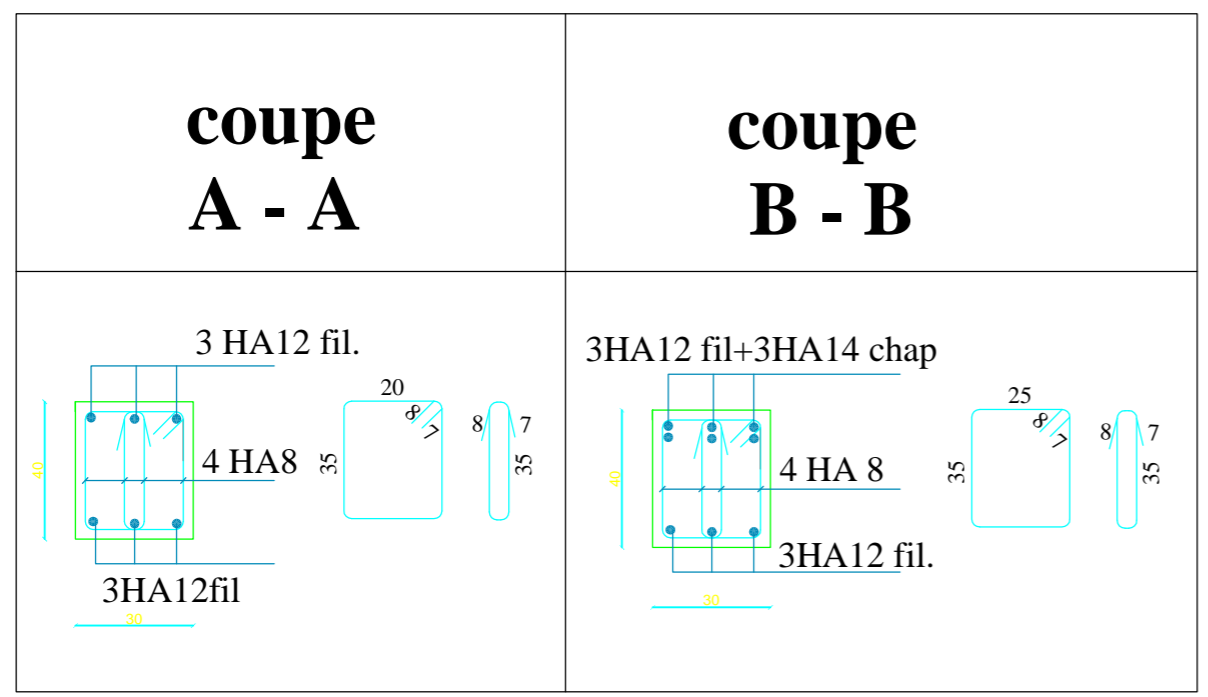


Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup> axes : 1, 2, 3, 4



poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup> axes : A, B, C, D,E,F,G,H

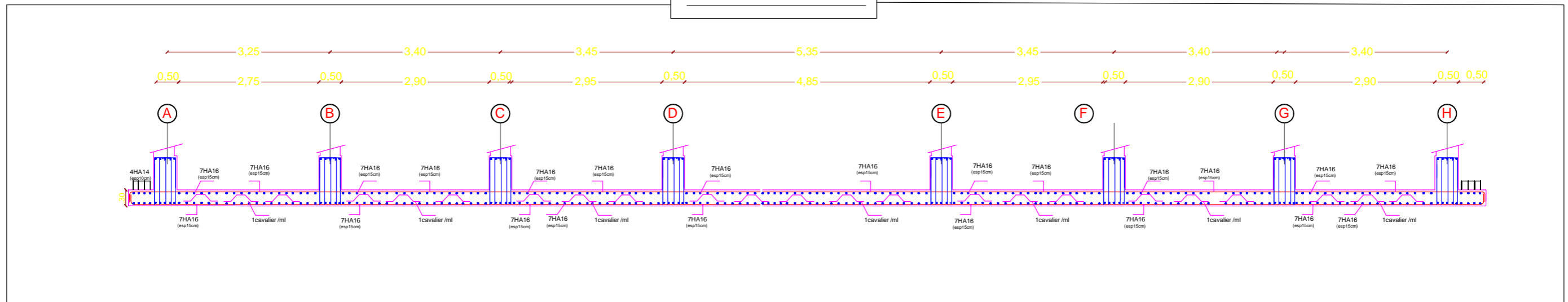
poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup> axes : 1, 2, 3, 4



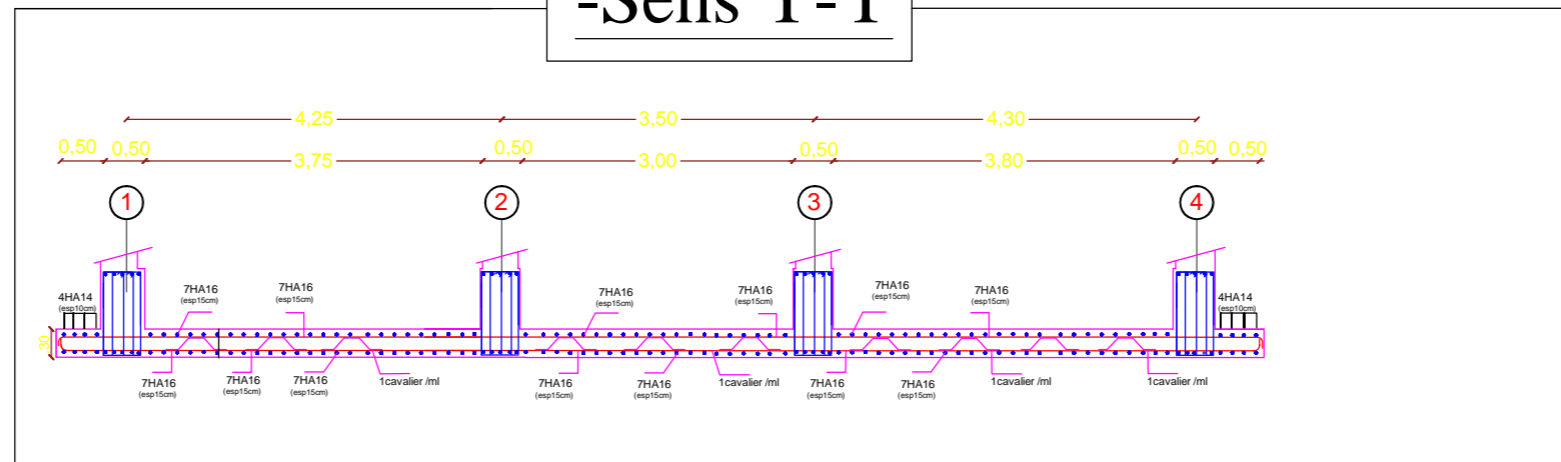
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<i>Etudié par :</i> GHARNOU MAHDI HAMZA TOM AHMAT GUEROUAH YOUNES	<b>FERRAILLAGE DES POUTRES</b>	<i>Echelle</i> °:1/5l
<i>Dirigé par :</i> Mr A.ALICHE		<i>Plan N°</i> :10
		<i>Promotion</i> : 2020

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

## -Sens X-X



## -Sens Y-Y



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

**Etudié par :**

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

**Dirigé par :**

Mr A.ALICHE

**FERRAILLAGE DE  
LA DALLE DU RADIER**

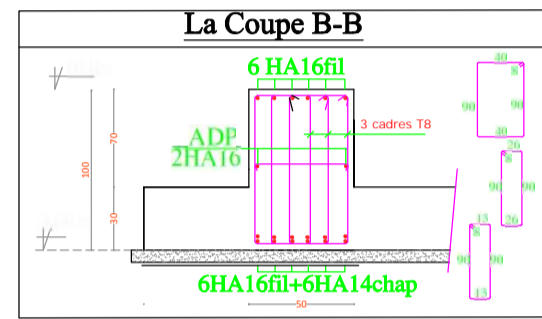
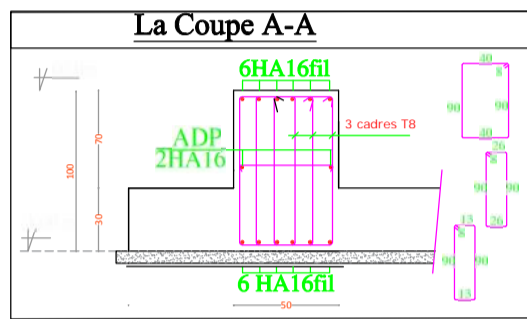
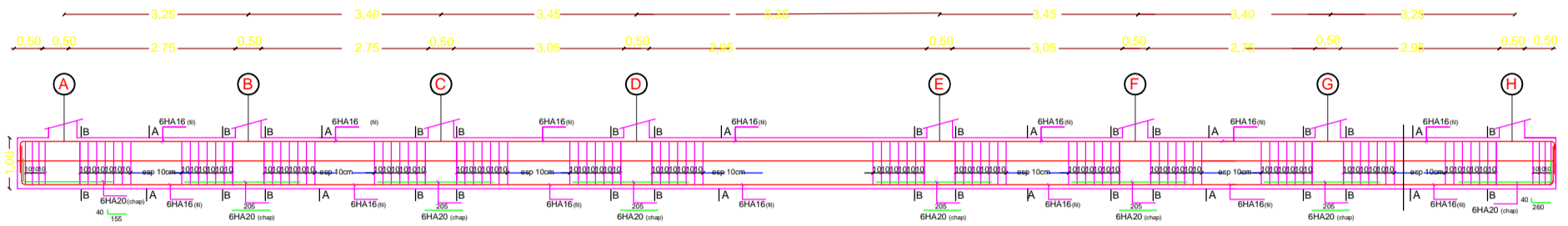
**Echelle°:1/50**

**Plan N°:11**

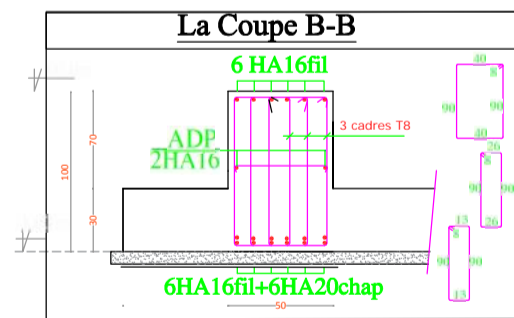
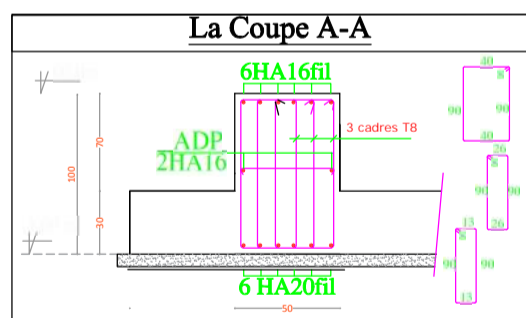
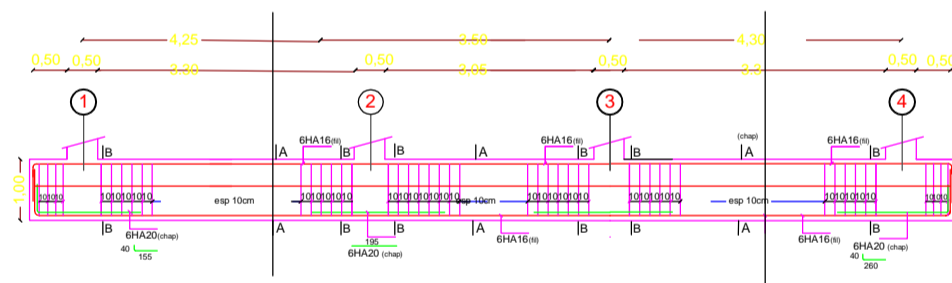
**Promotion:  
2020**

# FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X80) cm<sup>2</sup>

## Sens X-X



## Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :

M. A. ALLOUCHE

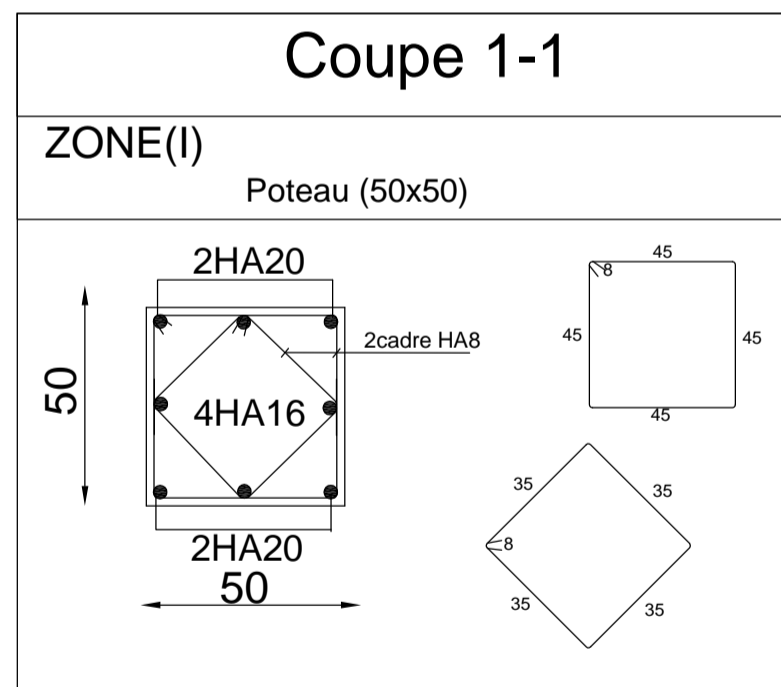
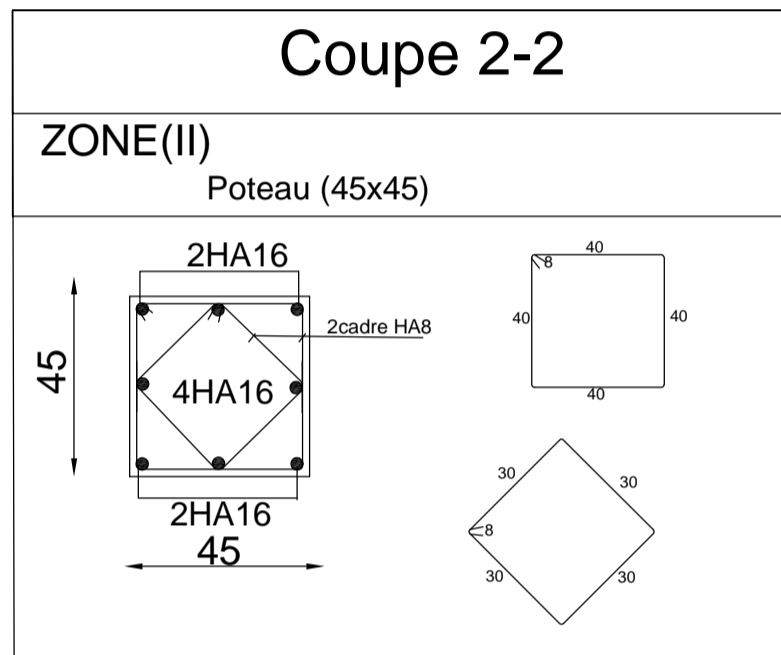
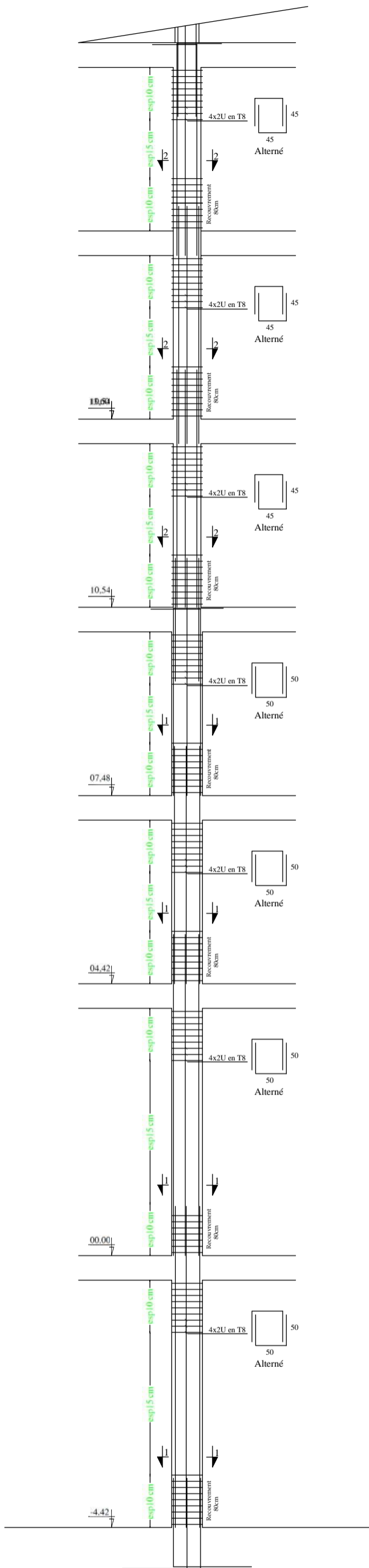
**FERRAILLAGE DE  
LA NERVURE**

Echelle°: 1/5

Plan N°: 12

Promotion:  
2020

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
**Pour les : Zone (I), Zone (II)**



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :  
GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :  
**Mr A.ALICHE**

**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
**Pour les : Zone (I), Zone (II)**

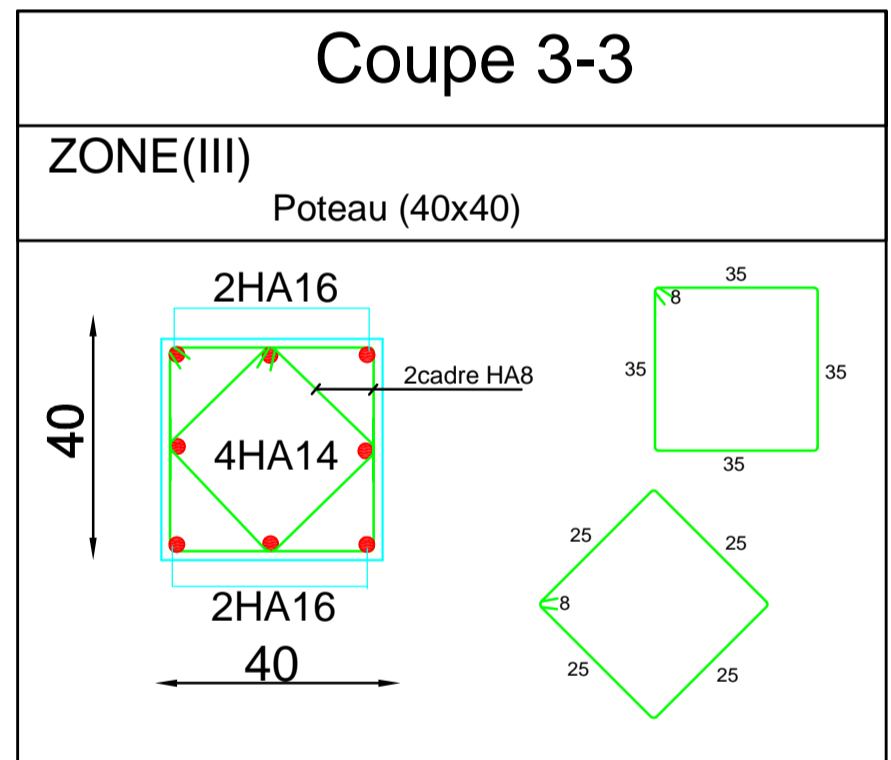
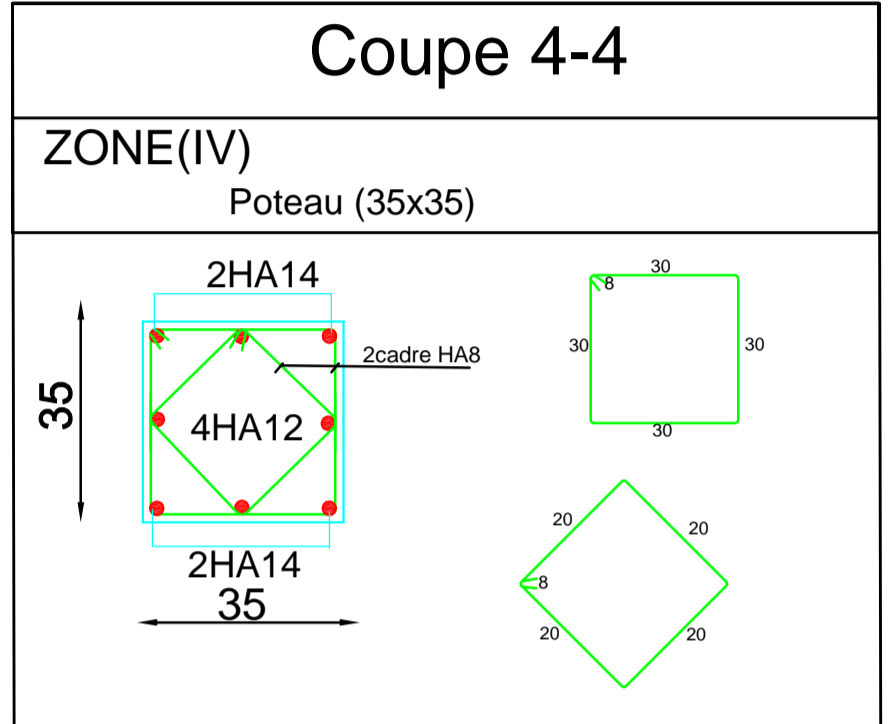
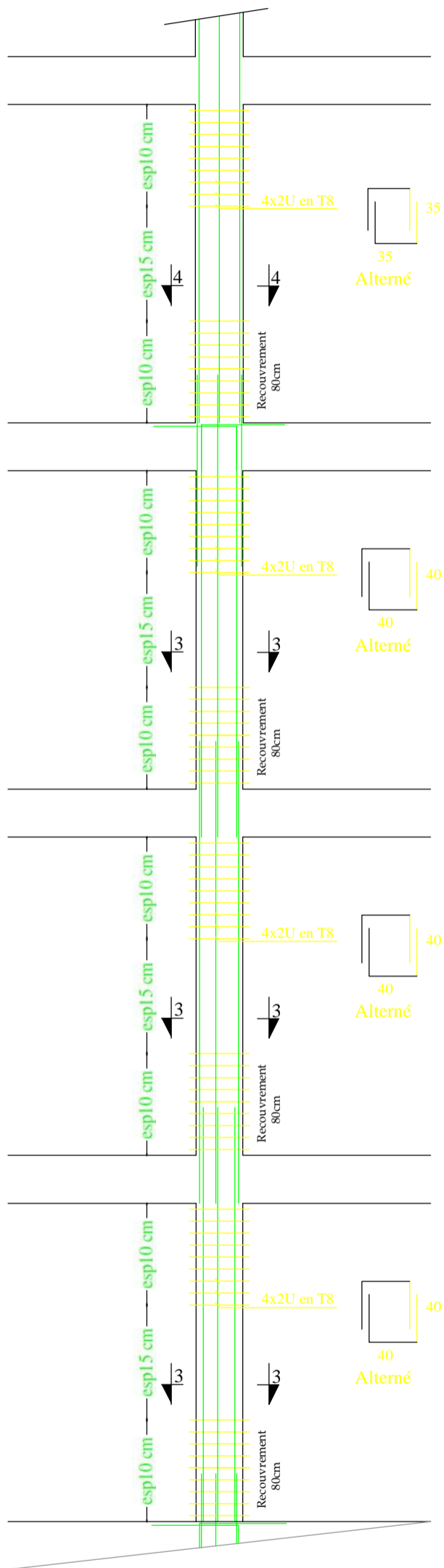
Echelle°:1/50

Plan N°:13

Promotion:  
**2020**

# FERRAILLAGE DES POTEAUX

## Pour les : Zone (III), Zone (IV)



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

Etudié par :

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :

Mr A.ALICHE

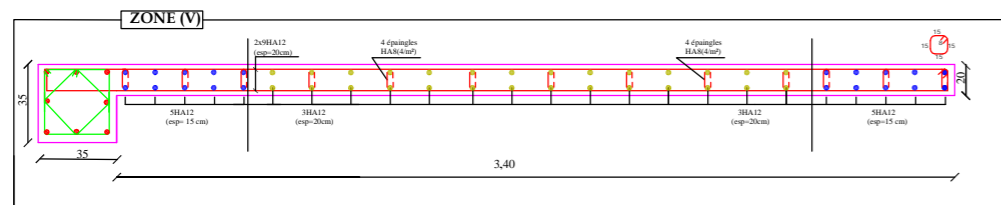
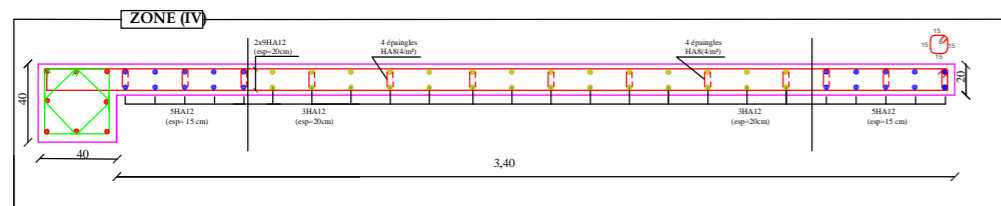
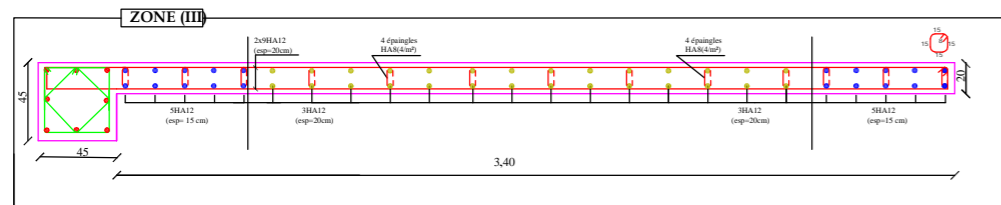
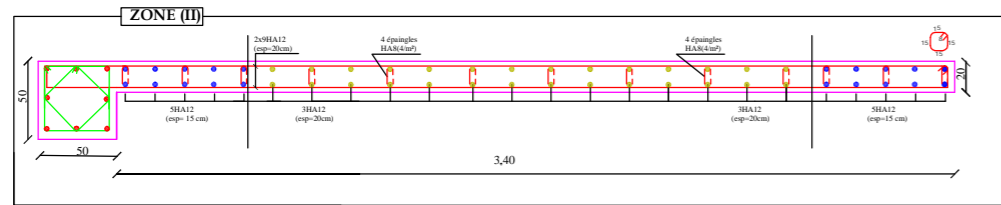
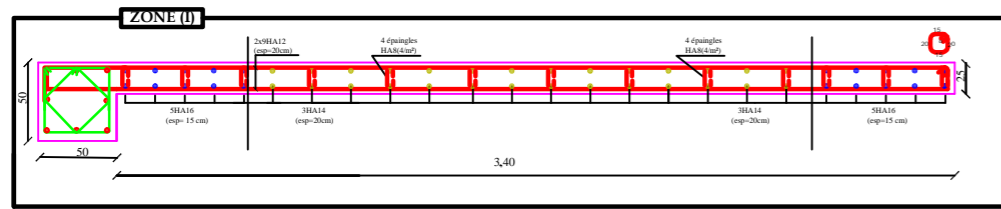
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
Pour les : Zone (III), Zone (IV)

Echelle°:1/50

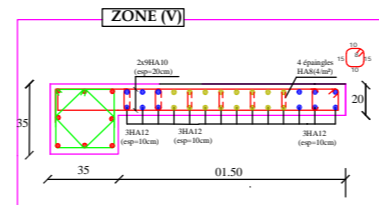
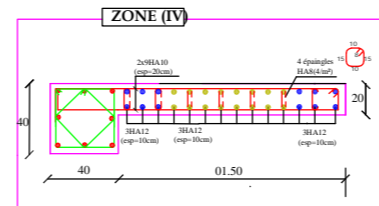
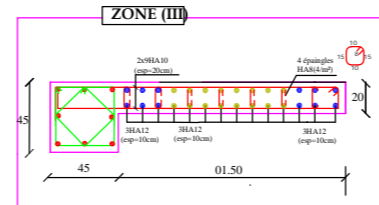
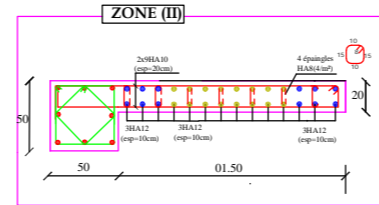
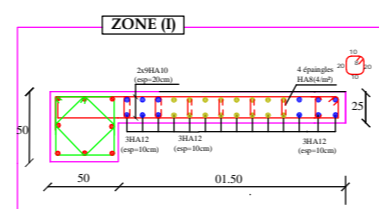
Plan N°:14

Promotion:  
2020

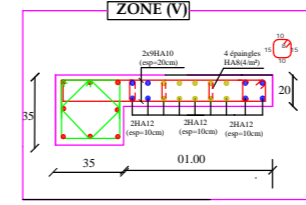
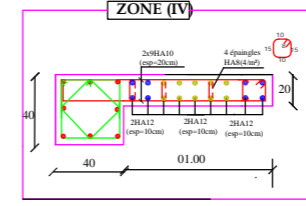
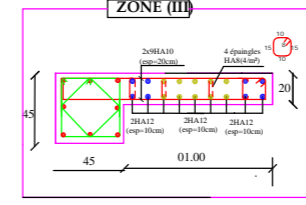
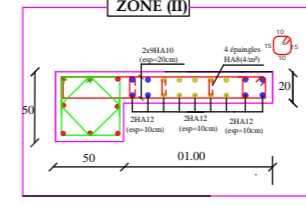
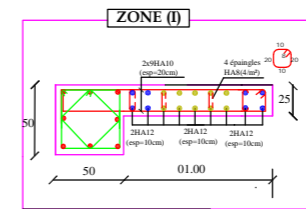
Voile Longitudinal: VL1  
L=5.35m



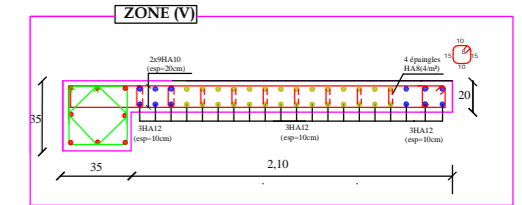
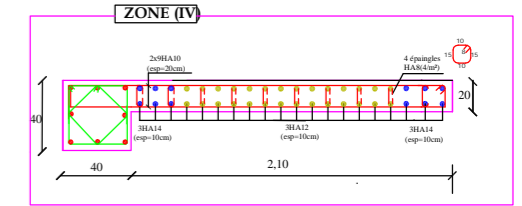
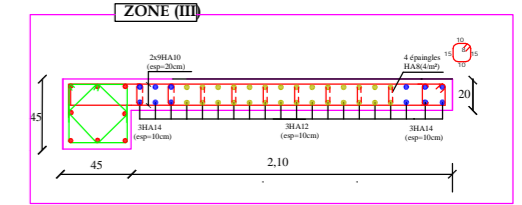
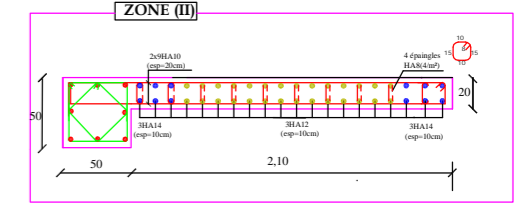
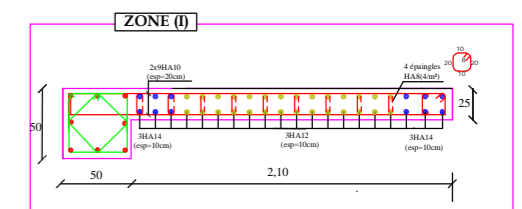
Voile Longitudinal: VL2  
L=1.50 m



Voile Longitudinal: VL3  
L=1.00 m



Voile Longitudinal: VL4  
L=2.10 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :

Mr A.ALICHE

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINALES

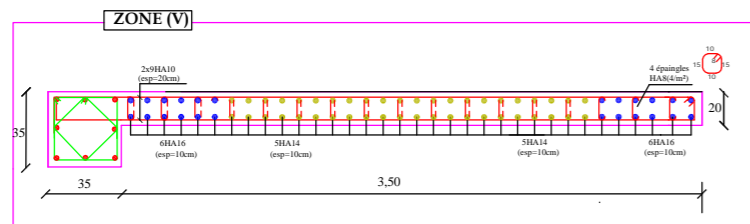
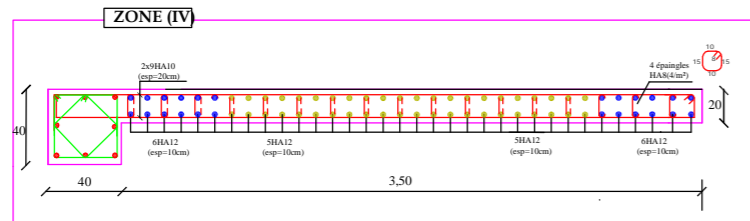
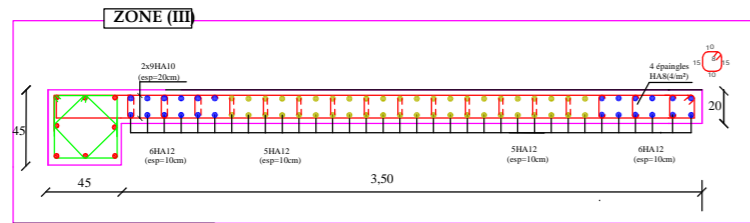
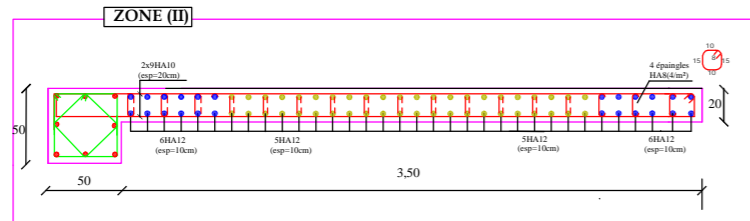
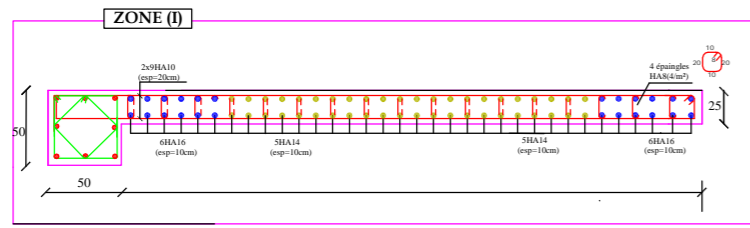
Echelle°:1/50

Plan N°:15

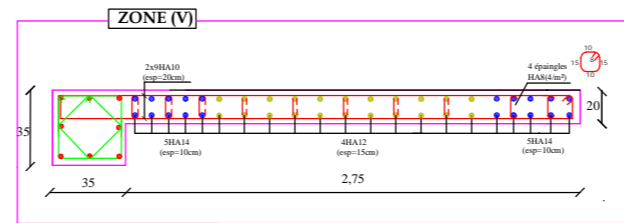
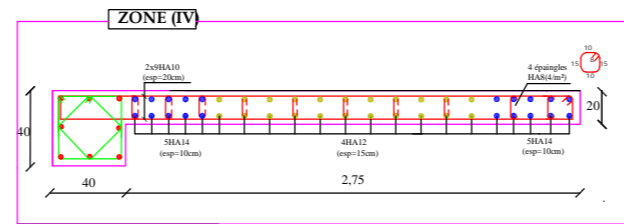
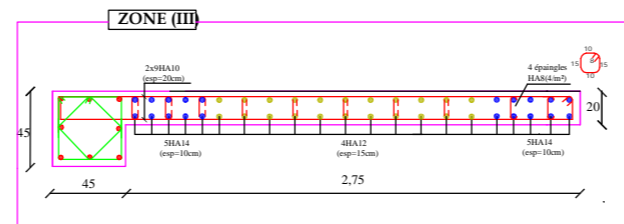
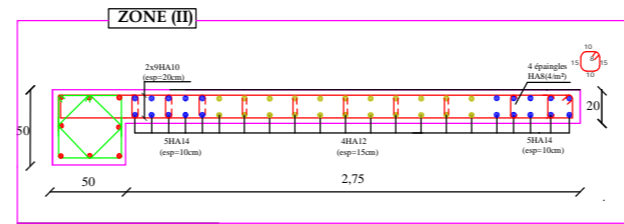
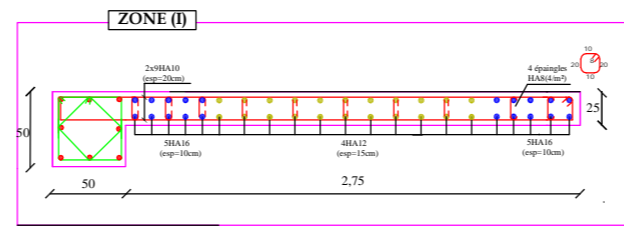
Promotion:

2020

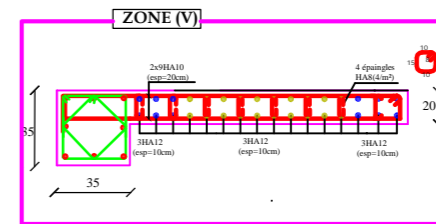
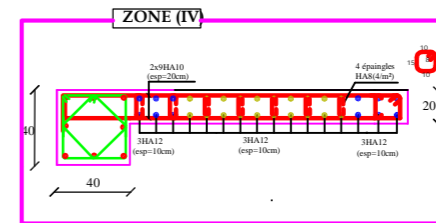
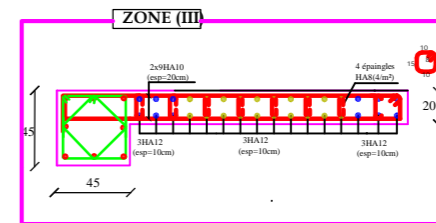
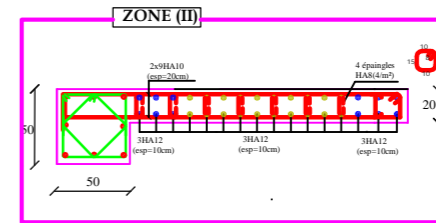
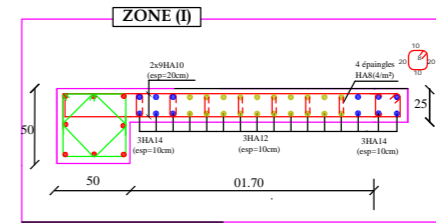
Voile Transversal :VT 1  
L=3.50 m



Voile Transversal :VT 2  
L=2.75 m



Voile Transversal:VT3  
L=1.70 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :

Mr A.ALICHE

Titre :

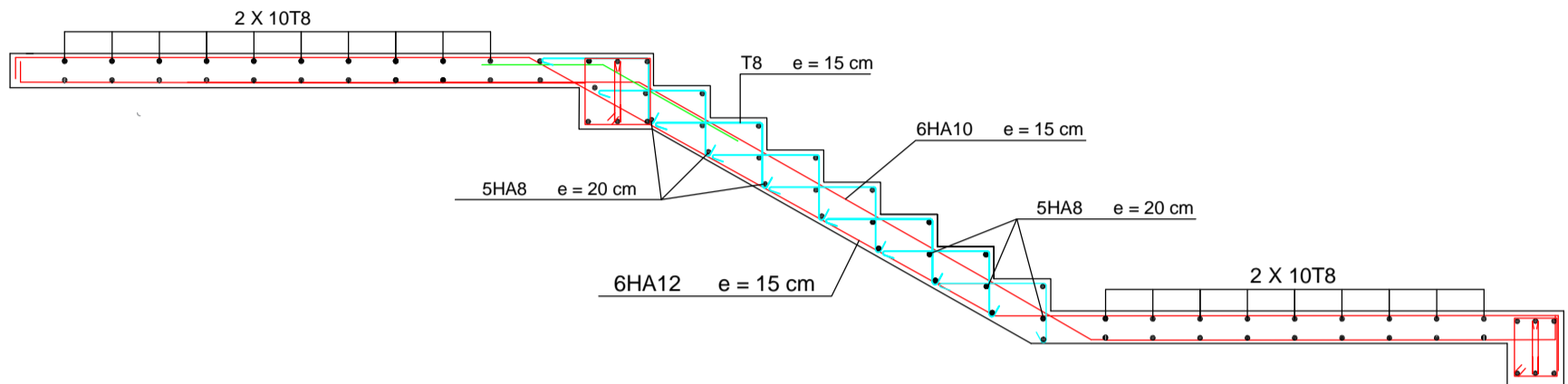
FERRAILLAGE DES VOILES  
TRANSVERSALES

Echelle°:1/50

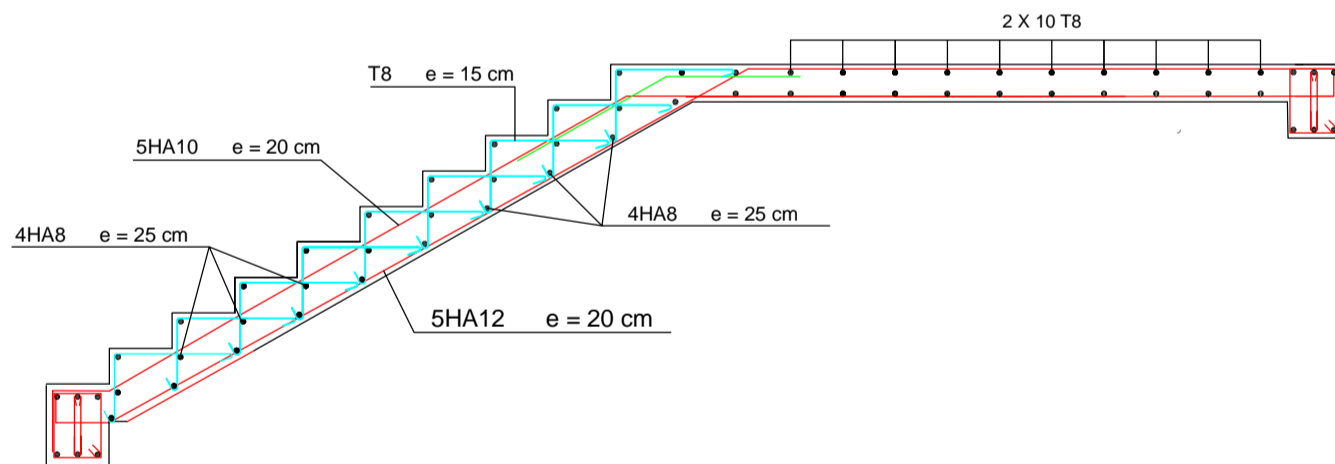
Plan N°:16

Promotion:  
2020

## **FERRAILLAGE DES ESCALIERS DE RDC ET DE SOUS SOL**



## **FERRAILLAGE DES ESCALIERS DE L'ETAGE COURANT**



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

Etudié par :

GHARNOU MAHDI  
HAMZA TOM AHMAT  
GUEROUAH YOUNES

Dirigé par :

**Mr A.ALICHE**

**FERRAILLAGE  
DES ESCALIERS**

Echelle°:1/25

Plan N°:17

Promotion:  
2020