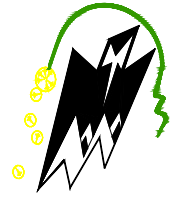


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7+S-Sol) à usage
D'habitation et commercial contreventé par voiles et
Portiques avec l'application de logiciel ETABS*

Etudié par :
Mr: BENDOU SAID

Encadré par :
Mme: SAIB.N

PROMOTION: 2020/2021

Remerciement

Avant tout, je remercie Allah pour m'avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté pour élaborer ce travail.

Puis, je tiens à adresser mes vifs remerciements à ma chère promotrice M^{me} SAIB pour sa disponibilité permanente, sa gentillesse, ses orientations et conseils tout le long de mon travail.

Je tiens à remercier les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Je remercie toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à l'élaboration de ce travail, précisément ma chère famille et mes amis, trouvent ici notre gratitude.

Je remercie également les membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai pas au point vous remercier Comme il se doit. votre affection me couvre, votre encouragement, vos prières pour moi et votre bienveillance me Guide et votre présence à me cotés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher frère Mohamed.

A tout mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon cher Rabah et sa petite Amel.

A tout mes amis Mohamed, Djafar, AHCEN, Rezki, Atman, Sadak, kamel.B et kamel.L.

SAID

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	01
CHAPITRE II : pré-dimensionnement des éléments	11
Chapitre III : calcul des éléments secondaire	25
❖ Acrotère	25
❖ Plancher	32
❖ Balcons	47
❖ Escalier	51
❖ Poutre palière	67
❖ Salle machine	76
Chapitre IV : modélisation et vérification des exigences de RPA	86
❖ Modélisation	86
❖ vérification des exigences de RPA	98
Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux	110
❖ Ferrailage des poteaux	110
❖ Ferrailage des poutres	119
❖ Ferrailages des voiles	126
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	140
❖ Ferrailage du radier	151
❖ Ferrailage du Mur Plaque	163

LES TABLEAUX :

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers	7
Tableau II 1 : Vérification des conditions exigées par le RPA	14
Tableau II 2 : charges permanentes u plancher terrasse	16
Tableau II 3: charges permanentes du plancher étage courant	17
Tableau II 4: charges permanentes du plancher de dalle pleine	18
Tableau II 5 : charges permanentes murs extérieurs	18
Tableau II 6: charges permanentes murs intérieures	19
Tableau II 7: surcharge d'exploitation	19
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.....	21
Tableau III 1: tableau charge permanentes du balcon	47
Tableau III 2: Tableau charge concentrée sur le balcon	47
Tableau III 3: Tableau charges permanents de volée	53
Tableau III 4: Tableau Charge permanentes de palier	53
Tableau IV 1 : les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion	99
Tableau IV 2: vérification de l'excentricité dans les deux sens X-X et Y-Y.....	99
Tableau IV 3: Pourcentage de participation de la masse modale.....	100
Tableau IV 4: pourcentages des charges verticales et horizontales repris par les voiles	102
Tableau IV 5: valeurs pénalités selon les caractères de qualité	103
Tableau IV 6: Valeur du poids total de la structure	104
Tableau IV 7: L'effort tranchant a la base	105

Tableau IV 8: Vérification des déplacements relatifs latéraux entre étage	107
Tableau IV 9: Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ)	108
Tableau V 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	110
Tableau V 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA	111
Tableau V 3 : Ferrailages des poteaux.	114
Tableau V 4: Les résultats du ferrailage des armatures transversales	117
Tableau V 5: Vérification des contraintes tangentielles	117
Tableau V 6: Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	119
Tableau V 7: vérification des contraintes.....	119
Tableau V 8 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA	119
Tableau V 9: ferrailage des poutres principales en travées et en appuis.	121
Tableau V 10: ferrailage des poutres secondaires en travées et en appuis.	121
Tableau V 11: Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres.	123
Tableau V 12: Vérification de la contrainte tangentielle	124
Tableau V 13: Vérification l'influence sur le béton.....	124
Tableau V 14: Vérification l'influence sur les armatures	124
Tableau V 15: Vérification des contraintes à l'ELS	125
Tableau V.16 : Ferrailage des voiles VL1 ; VL2	132
Tableau V.17 : Ferrailage des voiles VL5	133
Tableau V.18 : Ferrailage des voiles VL3 ; VL4	134
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles VT1 ; VT2	135

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles VT5 ; VT6 ; VT9 ; VT10	136
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles VT3 ; VT4 ; VT7 ; VT8	147
Tableau V.22 : Ferrailage des voiles VT11 ; VT12	148
Tableau VI 1 : Surface de semelles filantes sous voiles sens longitudinal	142
Tableau VI 2 : Surface de semelles filantes sous voiles sens transversal	142
Tableau VI 3 : dimensionnement de la semelle filante sous poteaux	143
Tableau VI 4 : Calcul du moment de renversement	149
Tableau VI 5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.	149
Tableau VI 6 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier	152
Tableau VI 7 : Vérification des contraintes	154
Tableau VI 8 : Vérification des contraintes du débord	156
Tableau VI 9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens longitudinal	158
Tableau VI 10 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens transversal	158
Tableau VI 11: Moments fléchissant et efforts tranchant	161
Tableau VI.12: Ferrailage des nervures suivant le deux sens.	161
Tableau VI.13: Vérification de non fragilité à L'ELU	161
Tableau VI.14: Vérification des contraintes à L'ELS	162
Tableau VI 15 : Ferrailage du mur plaque	166
Tableau VI 16 : vérification des contraintes a ELS	167

LES FIGURES :

Figure I.1 : plancher corps creux.....	2
Figure I.2 : dalle pleine	2
Figure I.3: schéma du mur intérieur	3
Figure I.4: schéma du mur extérieur	3
Figure I.5: Diagramme des contraintes de déformations du béton à l'ELU	5
Figure I.6: Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).....	6
Figure I.7: Diagramme des contraintes-déformation de l'acier	8
Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher en corps creux	11
Figure II.2: Coupes des voiles en plan	15
Figure II.3: Voile en élévation	15
Figure II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible	17
Figure II.5: Coupe transversale du plancher courant	17
Figure II.6: Coupe transversale de la dalle plein.....	18
Figure II.7: Coupe transversale d'un mur extérieur	18
Figure II.8: Coupe transversale d'un mur intérieure	19
Figure II.9 : Poteau le plus sollicité	20
Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère	25
Figure III.2: Schémas statiques et Diagramme des efforts interne.....	26
Figure III 3 : Schémastatique de la section de l'acrotère	27
Figure III 4: schéma statique des distances	27
Figure III 5 : Plan de Ferrailage de l'acrotère	32
Figure III.6 : Schéma de treille sodée	33

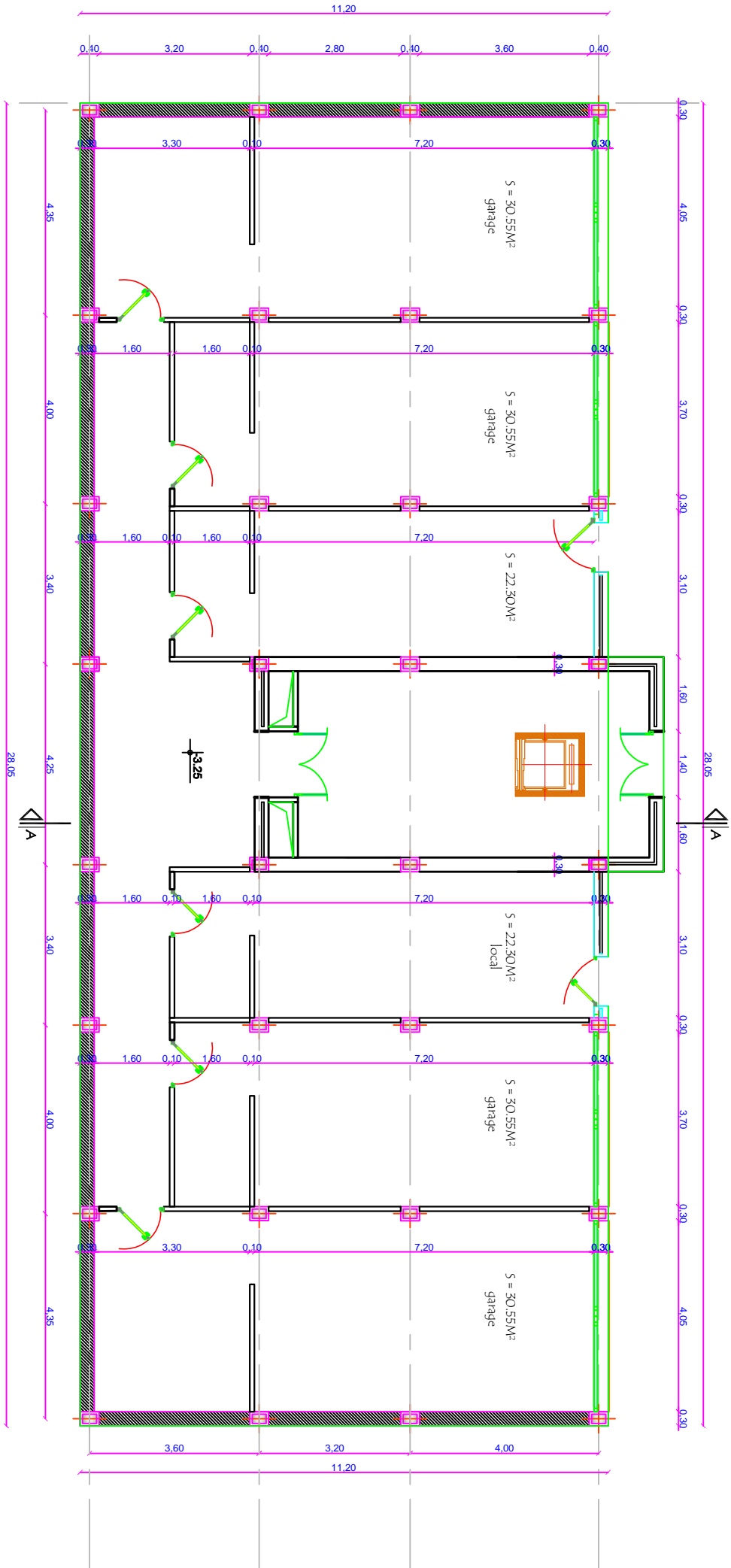
Figure III.7 :shema de calcul des poutrelles à L'ELU	34
Figure III.8: dimension de la section en T.....	35
Figure III.9 :schéma statique de la poutrelle	36
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants	38
Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant	38
Figure III.12: Section de la poutre en T	39
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants	43
Figure III.14:Diagramme des moments fléchissant	43
Figure III.15: Plan de ferrailage du plancher	46
Figure III.16 : Schéma Statique du balcon	47
Figure III.17: Schémas de ferrailage de balcon.....	51
Figure III.18:Schéma statique de l'escalier	51
Figure III 19: Schéma statique de calcul d'escalier à L'ELU	54
Figure III 20: Diagramme efforts tranchants à l'ELU.....	57
Figure III 20: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à l'ELU	57
Figure III 21: Section droite de la paillasse à étudié	58
Figure III 22: Diagramme efforts tranchants à L'ELS	63
Figure III 23: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à L'ELS.....	63
Figure III 24: Schéma de ferrailage d'escalier	66
Figure III.25: section de la poutre	67
Figure III.26: Diagramme les efforts tranchants à l'ELU	69
Figure III.27: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à l'ELU	69
Figure III.28: Diagramme les efforts tranchants à l'ELS	73

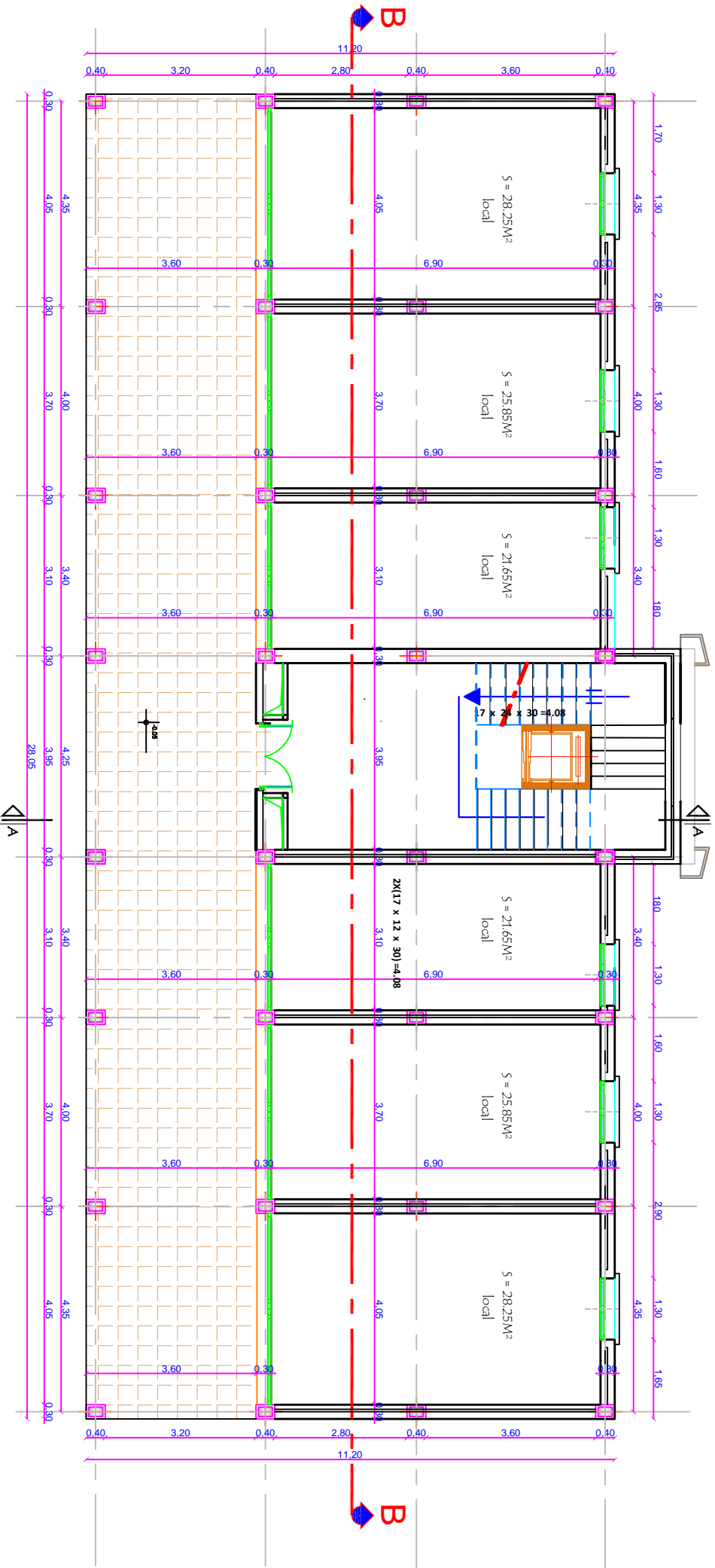
Figure III.29: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à l'ELS	73
Figure III.30: ferrailage de la poutre palière	74
Figure III.31: repartition de la charge localisée sur la dalle	76
Figure III.32: ferrailage de la dalle de salle Machine dans les deux sens	84
Figure IV 1 : Choix de l'unité	87
Figure IV 2 : Introduction des données générales.....	88
Figure IV 3 : les longueurs des travées dans les deux sens X et Y	88
Figure IV 4 : Hauteur d'étage	89
Figure IV 5 : Introduction les caractéristiques du béton	90
Figure IV 6 : Introduction des caractéristiques des poteaux	90
Figure IV 7 : Introduction des caractéristiques des poutres	91
Figure IV 8 : Introduction des caractéristiques des voiles	91
Figure IV 9 : chargement des dalles	92
Figure IV 10 : chargement des poutres	92
Figure IV 11 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	93
Figure IV 12 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	93
Figure IV 13 : charges sismiques pour les deux directions principales	94
Figure IV 14 : Introduction des combinaisons d'action.....	94
Figure IV 15 : Définir les coefficients de la masse sismique.....	95
Figure IV 16 : Introduction des types d'appuis.....	95
Figure IV 17 : Introduction les diaphragme dans les plancher	96
Figure IV 18 : vue en 3D de la structure	98
Figure V.1 : Délimitation de la zone nodale	111

Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion composée	111
Figure V.3 : disposition des armatures SSA	120
Figure V.4 : Disposition des armatures SDA	123
Figure V.5 : contrainte d'une section partiellement comprimé	127
Figure V.6 : contrainte dans une section entièrement comprimé	127
Figure V.7: contrainte dans une section entièrement tendue.....	128
Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	130
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	141
Figure VI.2: Diagramme des contraintes de radier.	149
Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	150
Figure VI.4 : Panneau le plus sollicité	151
Figure VI.5 : Schéma statique du débord	154
Figure VI.6: Répartition trapézoïdale.....	157
Figure VI.7 : Présentation du chargement simplifié	157
Figure VI.8: Répartition triangulaire	157
Figure VI.9 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinale) 1.....	159
Figure VI.10 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS sens longitudinale	159
Figure VI.11 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU sens longitudinale	159
Figure VI.12 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinale)	159
Figure VI.13 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal)	160
Figure VI.14: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal)	160
Figure VI.15 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal)	160
Figure VI.16 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS sens transversal	160

Figure VI.17 : Schéma statique du mur plaque	163
Figure VI.18 : Diagramme des contraintes	164
Figure VI.19 : Panneau le plus sollicité	165

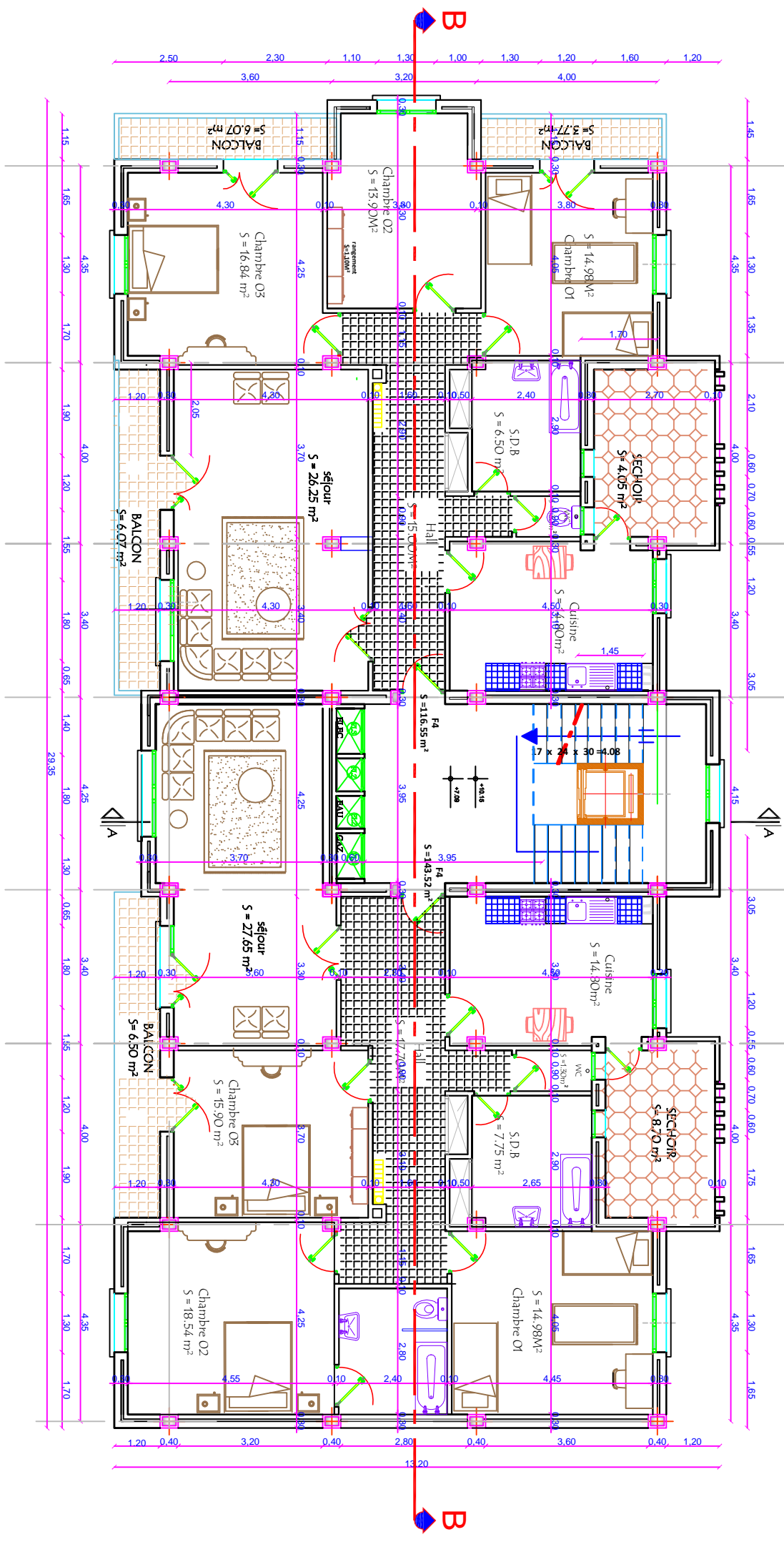
VUE EN PLAN sous-sol



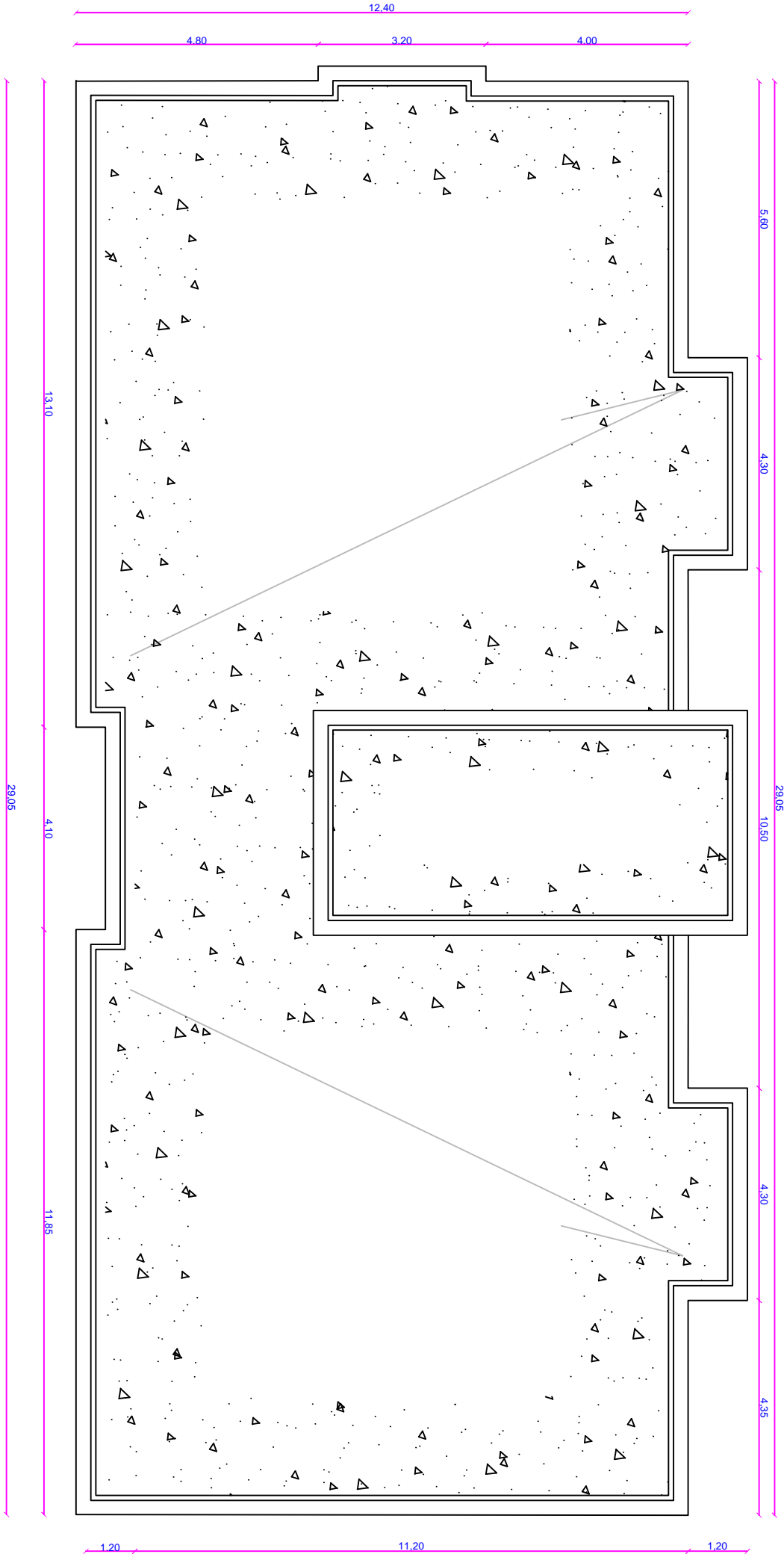


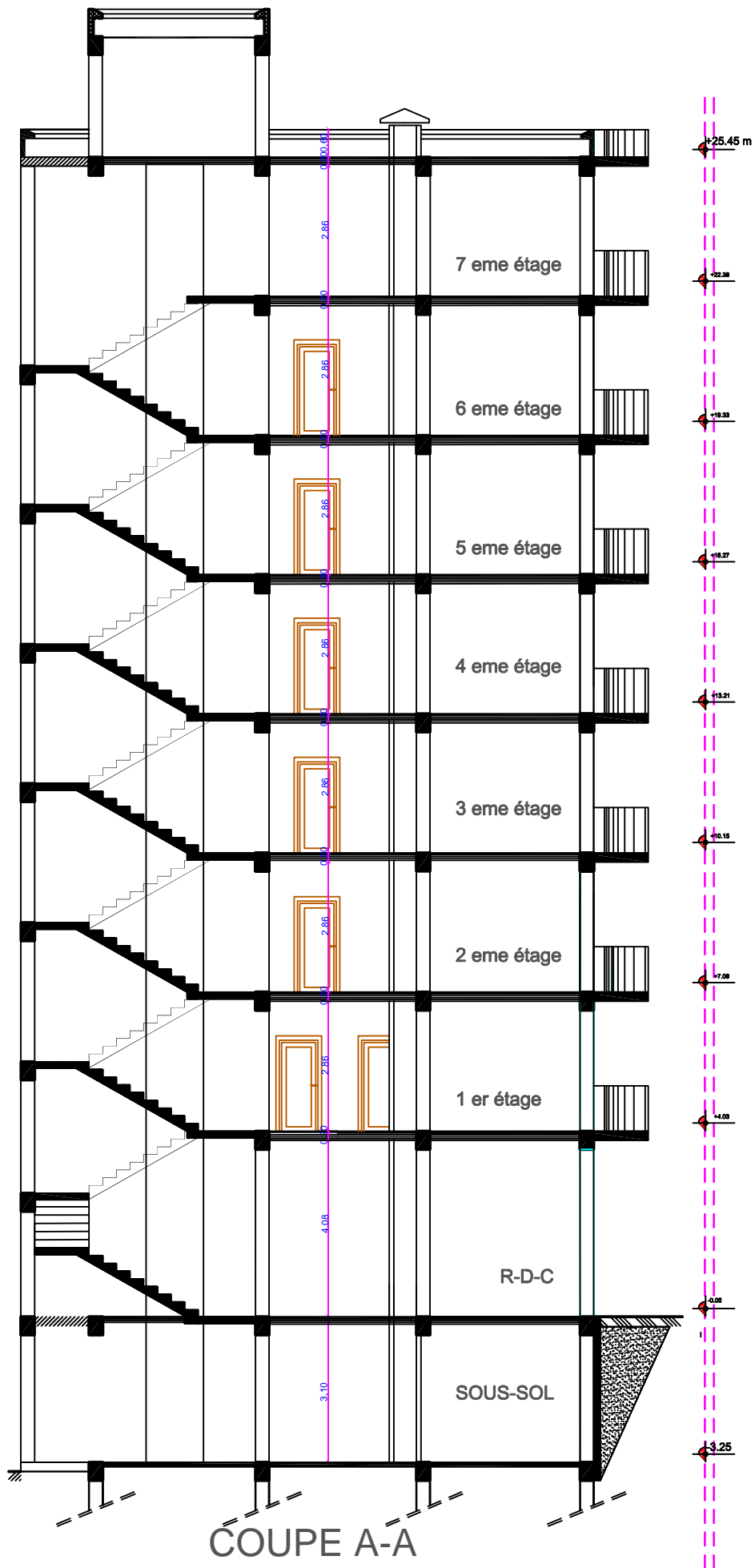
VUE EN PLAN REZ-DE-CHAUSSEE

VUE EN PLAN 1 2.3.4.5.6eme & 7eme ETAGE

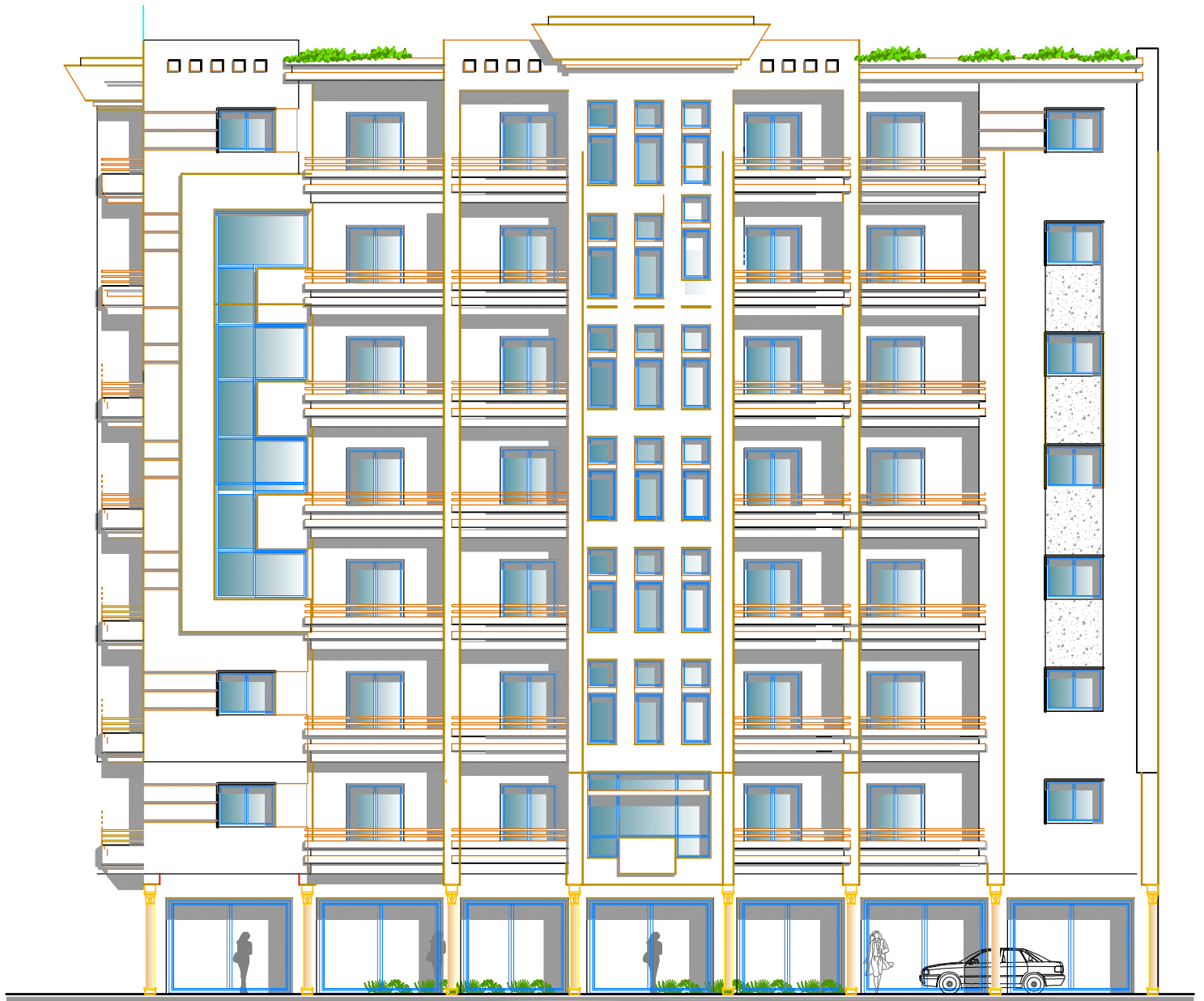


VUE EN PLAN TERRASSE





COUPE A-A



INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'ensemble des techniques qui concernent à étudier tous les types de construction.

Les ingénieurs en génie civil jouent un rôle majeur et indispensable dans le développement vivable, le rôle de ces deniers est de résoudre les problèmes qui se posent sur les chantiers, et de trouver des solutions afin de construire, rénover, réparer, entretenir, réaménager et moderniser les infrastructures quelque soit leurs spécialités, fonctions et destinations. Ils tiennent à la sécurité la stabilité, la santé et le bien-être de la capitale pubic.

Pour cela, il est insuffisant d'appliquer uniquement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les factures déterminant et le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le projet qui nous a été confié, dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude est *porte sur l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment (**R+7 + sous-sol**) à usage d'habitation et commercial*. On se base pour le calcul de leurs différents éléments sur les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (**BAEL91 modifié 99**)

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

CHAPIRE I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Le projet qui fait objet de notre mémoire, consiste à calculer et dimensionner les éléments résistants d'un bâtiment en béton armé constitué de (**R+7+SOUS - Sol**), à usage d'habitation et commercial, Cette structure est implantée à Tizi-Ouzou, classée d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 vs 2003) comme une zone de moyenne sismicité (**zone 2a**). Ouvrage d'importance moyenne de **groupe 2 (Art 3.2 RPA 99 vs 2003)**, et la contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

I-1 Les caractéristiques géométriques du bâtiment**Dimension en plan :**

- La Longueur totale : **13.20 m**
- La largeur totale : **29.35 m.**

Dimension en élévation :

- Hauteur du bâtiment du niveau **25,45 m**
- Hauteur du RDC : **4.08 m**
- Hauteur étage courant : **3.06 m**
- Hauteur du sous-sol : **3.10 m**

I-2 Règlement utilisé et norme de conception :

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, l'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /révisé 99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

Les éléments de l'ouvrage :**• Ossature**

L'immeuble, qui fait l'objet de notre étude, est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

• Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

1. Plancher en corps creux :

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

- La transmission des différentes charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de la structure et participent à la stabilité.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un système complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.



Figure I.1 : plancher à corps creux

2. Les dalles pleines en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont utilisées là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons. Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges.

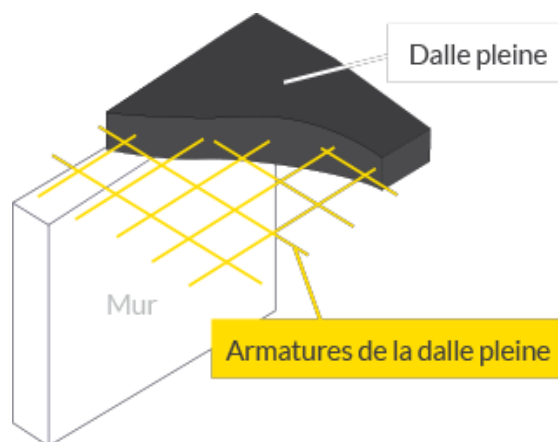


Figure I.2 : dalle pleine

- **Maçonnerie :**

Ils y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs intérieurs :** ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Les murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

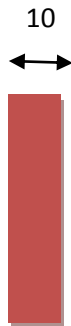


Figure I.3 : schéma du mur intérieur

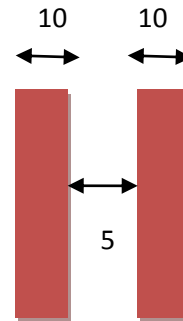


Figure I.4: schéma du mur extérieur

- **les revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de Plâtre de 02 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

- **Escaliers**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de trois volées avec deux paliers au niveau du rez-de-chaussée et deux volées avec un palier au niveau des étages courant et sous sol.

- **Cage d'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée avec des voiles en béton armé, coulées sur place.

- **Les fondations**

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Coffrage :**

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

- **Caractéristique mécanique des matériaux**

- **Béton**

Le béton est un mélange des granulats (sable + gravie), et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau, dosé à 350kg de ciment.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir un béton aux qualités requises.

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de **28 jours** elle est mesurée par compression axiale de cylindre droit de révolution de **200cm²** de section.

Pour notre cas, on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $J < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.75 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{en MPA} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.75 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{en MPA} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \quad (\text{BAEL99:Art. A.2.1.11})$$

- **Contraintes limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état, la structure perd :

- L'équilibre statique de la construction (basculement),
- La résistance de chacun des éléments (rupture),
- La stabilité de forme (flambement).

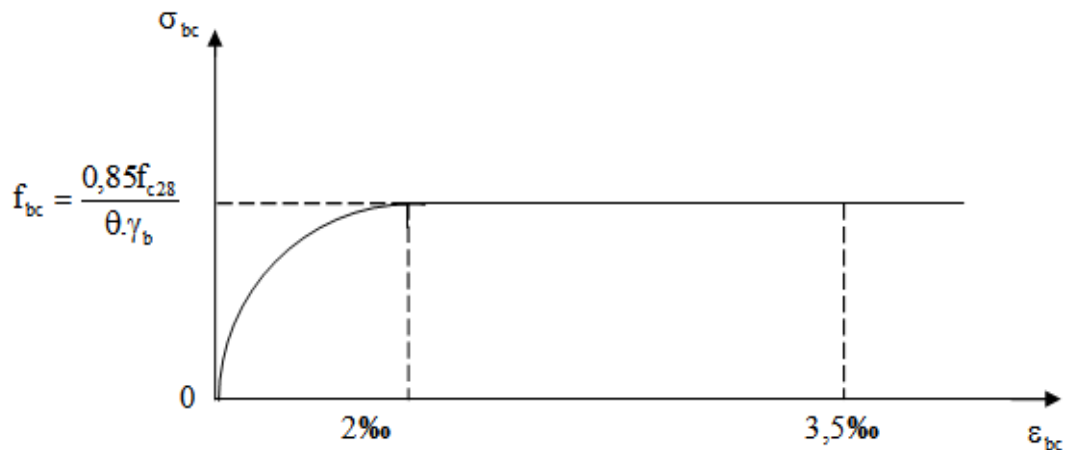


Figure I.5: Diagramme des contraintes de déformations du béton à l'ELU

La contrainte de déformation de béton à L'ELU est donnée par la formule suivant :

$$f_{bu} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ MPA (ArtA4.3.41BAEL91)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b=1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20$ MPA

$\gamma_b=1,15$ en situation accidentelle $f_{bc}=18,48$ MPA

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'actions.

$\theta=1$ si la durée d'application est $\geq 24h$

$\theta=0,9$ si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta=0,85$ si la durée d'application est $< 1h$

1. Etat limite de service (ELS)

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites, On distingue :

- Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries
- Fissuration très préjudiciable : c'est le cas milieux agressifs
- Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ MPA (BAEL 91/Art 4.5.2)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

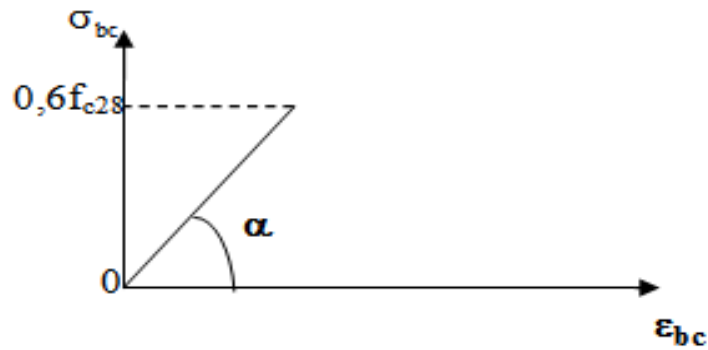


Figure I.6: Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

2. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ (BAEL99: Art A.5.1, 21)}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant dans la section étudiée,
- b : largeur de la section cisailée,
- d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min[0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}]$$

pour la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min[0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}]$$

pour la fissuration préjudiciable

• Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module de déformation longitudinale instantanée :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 f_{ci}^{\frac{1}{3}} \text{ (Art /A.2.1.21 BAEL91)}$$

$$\text{MPA et } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc } E_{ij} = 21364.195 \text{ MPA}$$

2. Module de déformation différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad \text{MPA} \quad \text{(Art /A.21.22 BAEL91)}$$

$$\text{Donc : } E_{vj} = 10818.865 \quad \text{MPA}$$

- **Module d'élasticité transversale :**

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

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

$\nu=0,2$ à l'état limite de service (béton fissuré)

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton non fissuré)

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jour, est donnée en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (BAEL 91/Art.2.1 .12)}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

$F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

- **Les aciers**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence).

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance feE400
- Les aciers ronds lisses (r.l), de nuance fe E 235.
- Treillis soudé de type TS520.
- Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA (BAEL 99: Art A.2.2, 1)}$$

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

Type d'aciers	nomination	symbols	Limit d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement relative à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses feE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé (ts)tl520	TS	550	550	8‰	1.3	1

- **Contrainte limite de l'acier :**

1. **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL99: Art A.2.1, 3)}$$

2. **Etat limite de service (ELS) :**

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles de **BAEL 91**, on distingue trois cas de fissures :

Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = f_e \text{ (BAEL91/Art4.5.32)}$$

Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \text{ MPA (BAEL91/Art4.5.33)}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL (BAEL91/Art7.2.1)

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6mm.

$\eta = 1,6$ pour les adhérences (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas d'un milieu agressif ou on assure une étanchéité.

Contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ (BAEL 91/Art 4.5.34)}$$

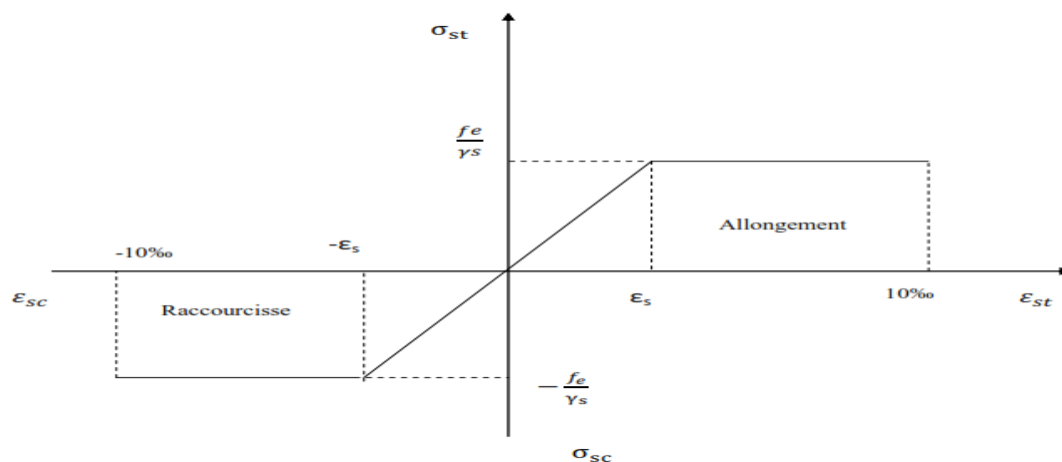


Figure I.7: Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

- **Protection des armatures**

Afin d'avoir un bétonnage correct en doit faire l'enrobage des armatures pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, Selon (**BAEL99 : Art A 7.1**) :

- $C \geq 1\text{cm}$: si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations
- $C \geq 3\text{cm}$: si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$: si l'élément est situé au contact aux actions agressives (brouillards salins, ..)

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, plancher).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99.les dimensions obtenues ne sont pas définitives .Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II-1 Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux et qui transmet les charges et les surcharges aux éléments porteurs et participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux et assurant une isolation thermique et acoustique.

➤ **Pré-dimensionnement:**

Dans notre cas on site deux type de plancher :

II -1-1 Plancher à corps creux :

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur totale de plancher est t: $h_t > \frac{L_{max}}{22.5}$ (Art B6.8.4.2.4/BAEL91)

Avec :

L_{max} : portée libre de la plus longue travée.

H_t : hauteur total du plancher

D'après **RPA99** on prend $\min(b \times h) \geq 25\text{cm}$ en zone II pour les poteaux.

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

Donc : $h_t = \frac{375}{22.5} = 16.67\text{cm}$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

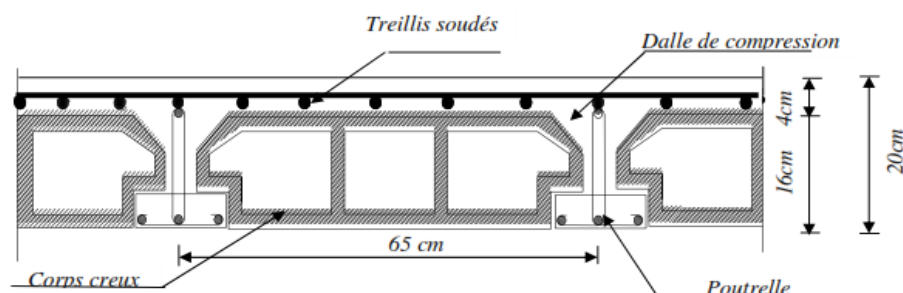


Figure II.1:Coupe transversale d'un plancher en corps creux (16+4)

II -1-2 La dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ **Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

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

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivant : $e \geq l_0/10$

Avec :

l_0 : portée libre.

e ; épaisseur de la dalle.

1. Panneau N°1 : $l_x = 100$ cm ; $l_y = 410$ cm

- l_x : petite coté du panneau de dalle.
- l_y : grand coté du panneau de dalle.

Si : $\alpha \leq 0.4$ la dalle travaille dans 1 seul sens. $e \geq l_x/25$

$\alpha \geq 0.4$ la dalle travaille dans 2 sens. $e \geq l_x/30$

$L_x = 100$ cm et $l_y = 410$ cm

$\alpha = l_x/l_y = 0.243 \leq 0.4$ La dalle travaille dans 1 seul sens.

$e \geq l_x/30 = 100/30 = 3.33$

2. Panneau N°2 : $l_x = 100$ cm ; $l_y = 470$ cm

$L_x = 100$ cm et $l_y = 470$ cm

$\alpha = l_x/l_y = 0.212 \leq 0.4$ La dalle travaille dans 1 seul sens.

$e \geq l_x/30 = 100/30 = 3.3$: $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$

3. Panneau N°2 : $l_x = 395$ cm ; $l_y = 400$ cm

$L_x = 395$ cm et $l_y = 400$ cm

$\alpha = l_x/l_y = 0.9875 \geq 0.4$ La dalle travaille sur deux sens.

$e \geq l_x/30 = 395/30 = 13.17$: $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$

✓ La résistance au feu

- pour une heure de coup de feu. $e \geq 7$ cm
- pour deux heures de coup de feu. $e \geq 11$ cm
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu. $e \geq 17$ cm

Donc : pour quatre heures de coup de feu $e = 17$ cm

✓ isolation acoustique

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique (L) est proportionnelle au logarithme de la Masse (M).

- $L = 13.3 \log (10M)$ si $M < 200 \text{ Kg/m}^2$
- $L = 15 \log (M) + 9$ si $M > 200 \text{ Kg/m}^2$

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

Conclusion :

En tenant compte des trois conditions, on opte pour une épaisseur de la dalle $e = 20$ cm.

II-2 les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires en béton armé coulées sur place, leur rôle est de recevoir les charges et les surcharger et la transmission des aux éléments verticaux (poteaux, voiles). ils y a deux types de poutres :

- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurant le chaînage.

D'après (**BAEL91 : Art.A.4.14**), Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

- $\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$
- $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

H_t : la hauteur de la poutre

B : largeur de la poutre

L : longueur libre de la plus grande travée considérée

D'après le **RPA** les conditions qui exige pour les dimensions des poutres c'est :

- $b \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$ (**RPA2003-Art 7.5.1**)
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II -2-1 Poutre principale :

Ce sont les poutres porteuses.

Sachant que :

$$L_{\max}=435 - 25 = 410 \text{ cm},$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \longrightarrow \quad 27.33 \leq h \leq 41 \text{ Soit : } h=40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ Soit : } b=30 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm** Pour les raison constructive.

La section des poutres principales est : **(40 x 30) cm²**.

II -2-2 Poutre secondaires :

Elles sont les poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chainage.

Sachant que :

$$l_{\max}= 400-25 = 375 \text{ cm},$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \longrightarrow \quad 25 \leq h \leq 37.5 \quad \text{Soit : } h=35$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \quad \longrightarrow \quad 10 \leq b \leq 26.25 \quad \text{soit : } b=30$$

On prend **b = 30 cm** Pour les raison constructive.

La section des poutres secondaires est : **(35 x 30) cm²**.

Tableau III : Vérification des conditions exigées par le RPA

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Verification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	Condition verifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	Condition verifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1	Condition verifier

Conclusion :

Poutres principales **(30×40) cm²**

Poutres secondaires **(30×35) cm²**

II-3 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé qui servent de contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations,leur pré dimensionnement doit respecter les conditions exigées par le **RPA99/V2003**.

D'après le **RPA99/V2003** article 7.7.1, sa longueur l doit être moins au égale a 4: **$l \geq 4e$** .

L'épaisseur : doit être déterminée en fonction de la hauteur libred'étage et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

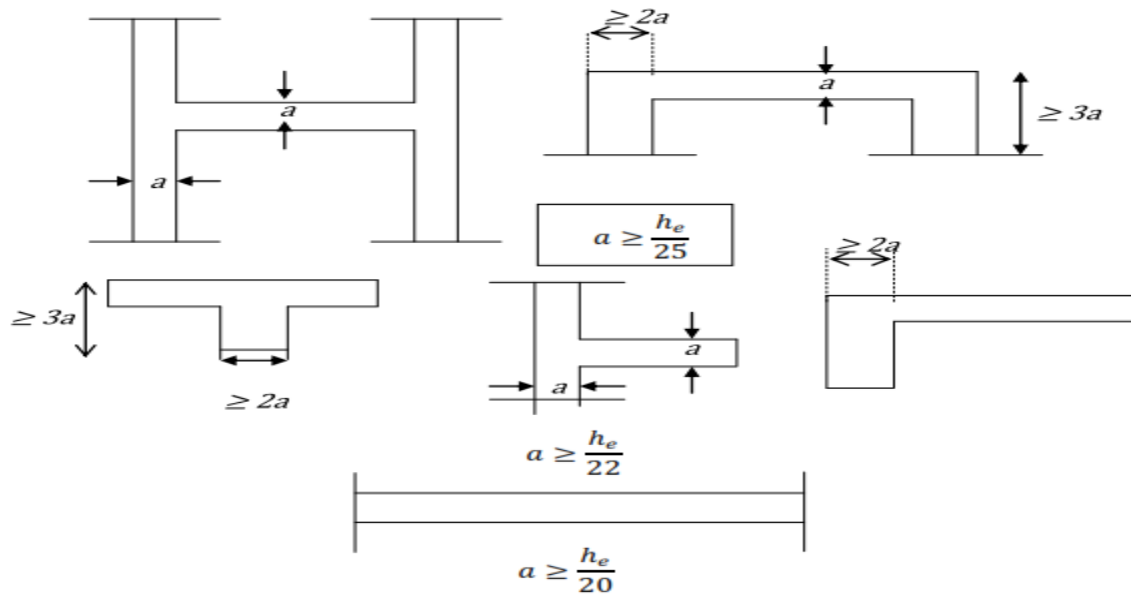


Figure II.2: Coupes des voiles en plan

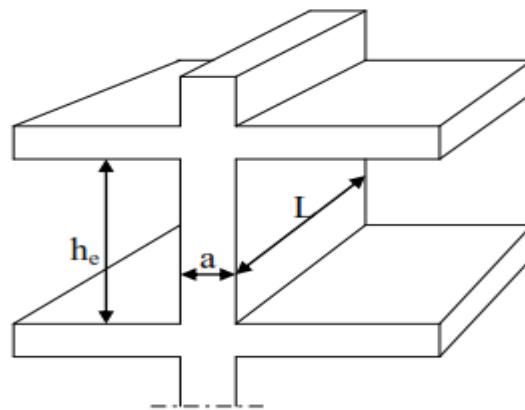


Figure II.3: Coupes de Voile en élévation

Dans notre projet : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

$h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 20cm.

❖ Pour RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 388/22 = 17.64 \text{ cm}$$

❖ Pour sous sol :

$$h_e = 310 - 20 = 290 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 290/22 = 13.18 \text{ cm}$$

❖ Etage courante :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 286/22 = 13 \text{ cm}$$

✓ **Longueur du voile :**

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition $l_{min} \geq 4a$

$l_{min} = 120 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifier**

Conclusion

On adopte une épaisseur de **20cm** Pour les voiles de la structure.

II-4 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

La section de béton donnée par la formule suivant :

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

N_{max} : effort normal maximal à la base du poteau

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à L'ELS

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

Selon le **(RPA99 Art 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux dans zone II a doivent satisfaire les conditions suivant:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20\text{cm}$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec:

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

H_e : hauteur libre d'étage.

II-5 Détermination des charges et surcharges

Tableau II 2 : charges permanentes du plancher terrasse

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m³)	G (KN/m²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.1	22	2.2
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	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
total				5.61 KN/m²

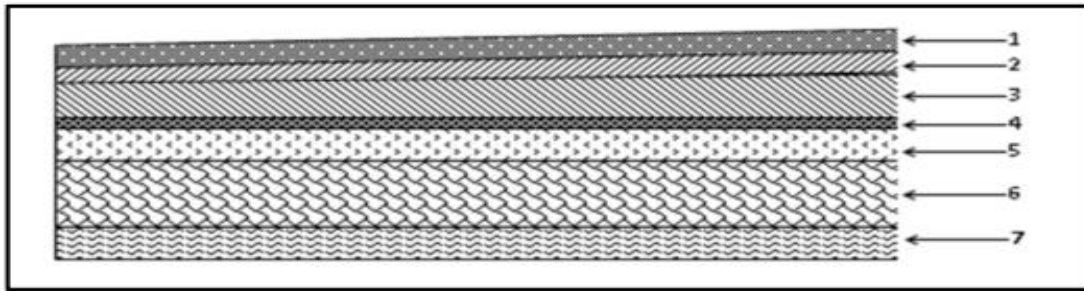


Figure II.4 :Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II 3: charges permanentes du plancher étage courant

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloisons intérieures	0.01	10	0.1
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.03	18	0.54
5	corps creux	0.20	14	2.8
6	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
total				4.44 KN/m ²

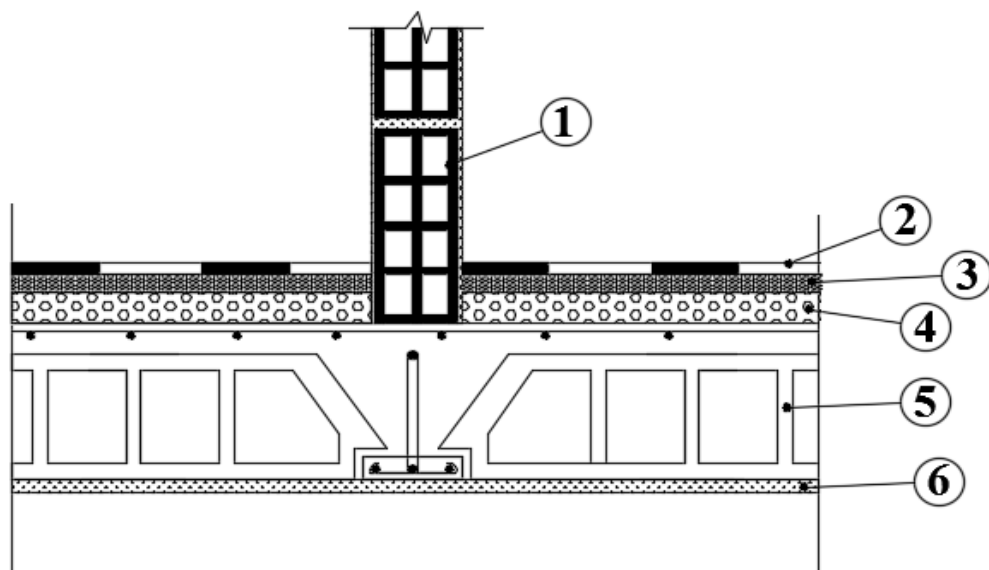


Figure II.5: Coupe transversale du plancher courant

Tableau II 4: charges permanentes du plancher de dalle pleine

N ^o	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle plein	0.15	25	3.75
5	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
total				5.29KN/m ²

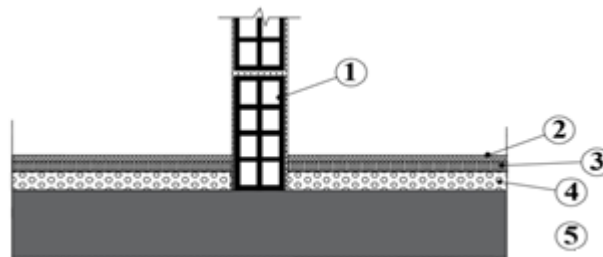


Figure II.6: Coupe transversale de la dalle pleine

Tableau II 5 : charges permanentes murs extérieurs

N ^o	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.9
5	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
total				2.36KN/m ²

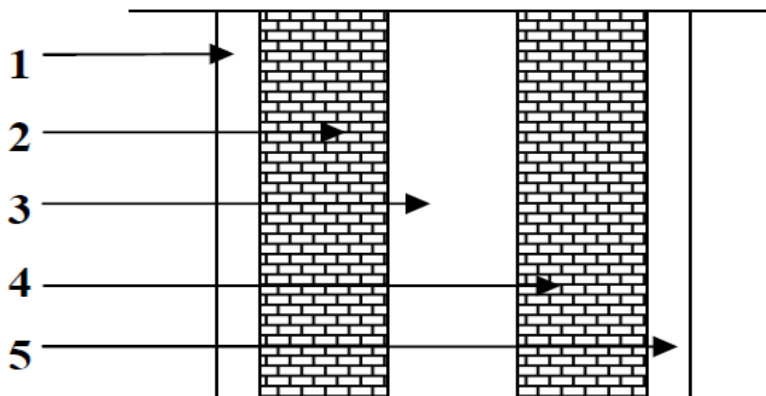


Figure II.7: Coupe transversale d'un mur extérieur

Tableau II 6: charges permanentes murs intérieures

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m³)	G (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	09	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
total				1.30KN/m²

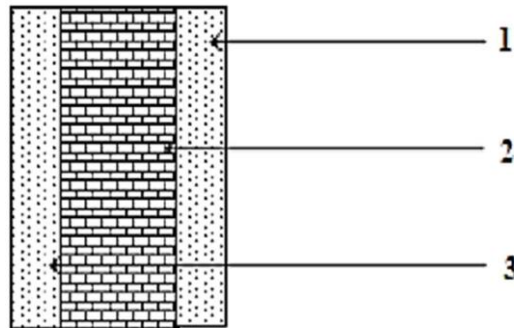


Figure II.8: Coupe transversale d'un mur intérieure

Tableau II 7: surcharge d'exploitation

Eléments	Surcharges (KN/M²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

II-6 Descente de charge

➤ **Poids propres des éléments revenant au poteau :**

a. Poids propres des poutres

✓ Poutre principale : $G_{p,p} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times (2.375 + 2.375) = 14.25 \text{ KN}$

✓ Poutre secondaire : $G_{p,s} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times (1.75 + 1.375) = 8.203 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 14.25 + 8.203 = 22.453 \text{ KN}$.

b. Poids du plancher

✓ Plancher terrasse : $G = 5.61 \times 12.4 = 69.564 \text{ KN}$

✓ Plancher étage courant : $G = 4.44 \times 12.4 = 55.056 \text{ KN}$

✓ Plancher RDC : $G = 5.29 \times 12.4 = 65.596 \text{ KN}$

c. Poids propres des poteaux

✓ $G_{\text{soussol}} = (0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.1 = 4.84375 \text{ KN}$

✓ $G_{\text{RDC}} = (0.25 \times 0.25) \times 25 \times 4.0.8 = 6.375 \text{ KN}$

✓ $G_{e,c} = (0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.06 = 4.78125 \text{ KN}$

➤ **Détermination de la surface revenant au poteau le plus sollicité :**

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

$$S_1 = (1.8 \times 1.85) = 3.33 \quad m^2$$

$$S_2 = (1.4 \times 1.85) = 2.59 \quad m^2$$

$$S_3 = (1.8 \times 2.025) = 3.645 \quad m^2$$

$$S_4 = (1.4 \times 2.025) = 2.835 \quad m^2$$

$$S_t = (3.33 + 2.59 + 3.645 + 2.835) = 12.4 \quad m^2$$

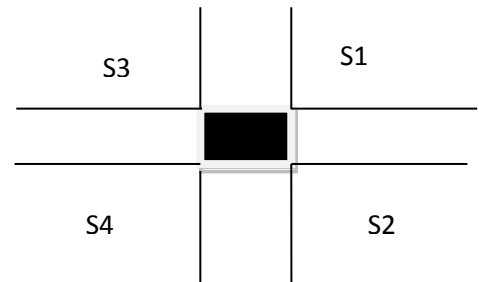


Figure II.9 : Poteau le plus sollicité

➤ **Surcharges d'exploitation totale**

- Plancher terrasse : $1.00 \times 12.4 = 12.4 \text{ KN}$
- Plancher courante : $1.5 \times 12.4 = 18.6 \text{ KN}$
- Plancher commercial (RDC) : $2.5 \times 12.4 = 3.1 \text{ KN}$

➤ **Dégression des surcharges d'exploitation:**

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

➤ **Les surcharges cumulées :**

Niveau 7: $Q_0 = 12.4 \text{ KN}$

Niveau 6: $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 12.4 + 18.6 = 31 \text{ KN}$

Niveau 5: $Q_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 12.4 + 0.95(18.6 \times 2) = 47.74 \text{ KN}$

Niveau 4: $Q_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.4 + 0.9(18.6 \times 3) = 62.63 \text{ KN}$

Niveau 3: $Q_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.4 + 0.85(18.6 \times 4) = 75.64 \text{ KN}$

Niveau 2: $Q_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.4 + 0.8(18.6 \times 5) = 86.8 \text{ KN}$

Niveau 1: $Q_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.4 + 0.75(18.6 \times 6) = 96.1 \text{ KN}$

Niveau RDC: $Q_7 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.4 + 0.714(18.6 \times 6 + 31) = 142.6 \text{ KN}$

Niveau entre sol: $Q_8 = Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12.4 + 0.687(18.6 \times 6 + 31 \times 2) = 173 \text{ KN}$

niveaux	Charges permanents (KN)					Charges d'exploitation (KN/m ²)		Efforts normaux(KN) N=G _c + Q _c	Section (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres G	Poids des poteaux G	G totale	G cumulé	Q plancher	Q cumulé		S ≥ N/0.6fc28	Section adoptée
7 ^{eme}	69.564	20.166		89.73	89.73	12.4	12.4	102.13	68.086	(40 x 40)
6 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	164.925	18.6	31	195.925	130.616	(40 x 40)
5 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	240.174	18.6	49.6	289.774	193.182	(40 x 40)
4 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	315.396	18.6	68.2	383.596	255.73	(45 x 45)
3 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	390.618	18.6	86.8	477.418	318.278	(45 x 45)
2 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	465.84	18.6	105.4	571.24	380.826	(45x 45)
1 ^{eme}	55.056	20.166	4.78125	75.222	541.062	18.6	124	665.062	443.374	(50 x 50)
RDC	65.596	20.166	4.78125	85.762	626.824	31	155	781.824	521.216	(50 x 50)
soussol	55.056	20.166	4.84375	75.222	702.044	31	186	888.044	592.029	(50 x 50)

➤ Vérification des poteaux selon (RPA VS2003 Art.7.4.1) :

a. Etage 7, 6, 5 (35×35) :

- $\text{Min}(b, h) = \min(40, 40)\text{cm} = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{ cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 0.25 \leq 1$ —————> **condition vérifiée**

b. Etage 4 ,3 ,2 (40, 40) :

- $\text{Min}(b, h) = \min(45, 45)\text{ cm} = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $\text{Min}(b, h) = 45\text{ cm} \geq h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{ cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 0.25 \leq 1$ —————> **condition vérifiée**

c. Etage 1,(RDC) , sous sol (50, 50) :

- $\text{Min}(b, h) = \min(50, 50)\text{ cm} = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $\text{Min}(b, h) = 50\text{ cm} \geq h_e/20 = 388/20 = 19.4\text{ cm}$ —————> **condition vérifiée**
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 0.25 \leq 1$ —————> **condition vérifiée**

➤ Vérification au flambement :

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

Il faut vérifiée si : $\lambda \leq 50$ $\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = 2.424 L_0/b$

Ave :

- λ : Elancement du poteau
- L_f : longueur de flambement (0.7 l_0)
- L_0 : longueur libre de poteau
- i : rayon de giration (I/B)
- I : moment d’inertie ($b \times h^3 /12$)
- S : section transversale du poteau ($s=b \times h$)

a. Poteau d’étage RDC (L₀=408 cm) :

$\lambda = (2.42 \times 408) / 50 = 19.747 \leq 50$

b. Poteau d’étage courant (L₀=306 cm)

- **Etage 1 :**

$\lambda = (2.42 \times 306) / 50 = 14.8104 \leq 50$ —————> **condition vérifiée**

- Etage 2, 3,4 :

$$\lambda = (2.42 \times 306) / 40 = 18.513 \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Etage 5,6,7 :

$$\lambda = (2.42 \times 306) / 35 = 21.157 \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Donc section est :

- sous sol est RDC 1^{eme} étage : (50x50)
- 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} : (45x45)
- 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} : (40x40).

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments secondaires comme l'acrotère, les escaliers, les planchers, la poutre palier, les balcons en dalle pleine et la salle machine.

III-1 Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, Il est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre de plancher. Le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée.

L'acrotère est sollicité par :

- un effort normal «N» du à son poids propre.
- un effort latéral «Q» du à la main courante engendrant un moment de renversement M.

❖ Dimensions de l'acrotère :

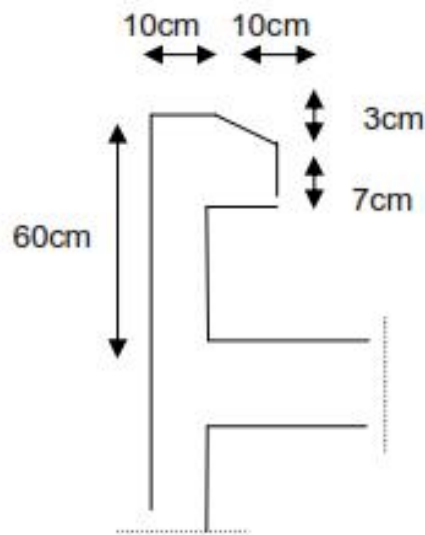


Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère

III -1-1 CALCUL DES SOLLICITATIONS DE L'ACROTÈRE :

❖ Chargement :

1. Charge permanente (G) :

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml = 25 \times S$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + \left(\frac{0.0 \times 0.2}{2} \right) \right] = 1.7125 \text{ m}^2$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Donc :

Le poids propre de l'acrotère : $G=1.7125 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q= 1 \text{ KN/ml}$

2. Les sollicitations :

- Surcharge d'exploitation horizontale Q .
- Moment de renversement dû à la surcharge M_Q :
 $M_Q=Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1 \times 1 \text{ ml} \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$.
- Effort tranchant : $T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$

3. COMBINAISON DE CHARGES :

❖ A L'ELU :

L'effort de compression : $N_U = 1.35 \times G = 2.3118 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T_U = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_U = 1.5 \times M_Q = 0.9 \text{ KN.m}$

❖ A L'ELS :

L'effort de compression : $N_s = 1 \times G = 1.7125 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T_s = 1 \times Q = 1 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_s = 1 \times M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

✓ Schémas statiques et diagrammes des efforts internes:

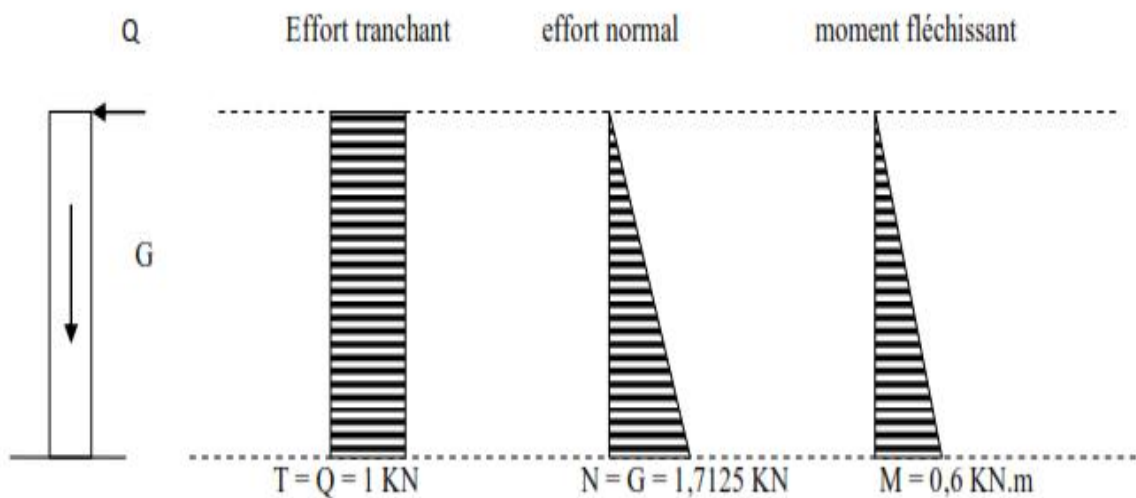


Figure III.2: Schéma statique et Diagrammes des efforts internes

III -1-2 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur (10 cm) et largeur (100 cm), soumise à un effort normal (N) et un moment renversé (M).

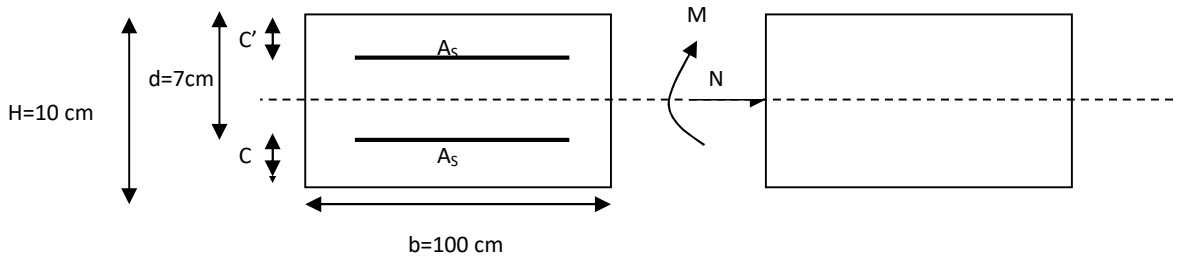


Figure III 3 : Schéma statique de la section de l'acrotère

h : Epaisseur de la section h=10 cm

d : hauteur utile $D=h-c=7$ cm

Cet C' : Enrobage $c=c'=3$ cm

b : largeur de la section b=100cm

➤ **Calcul des armatures à l'ELU**

1) **Position du centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3118} = 0.3893 \text{ [m]} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ [cm]} = 2 \text{ [m]}$$

Le centre de pression (Cp) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis calculé à la flexion composée.

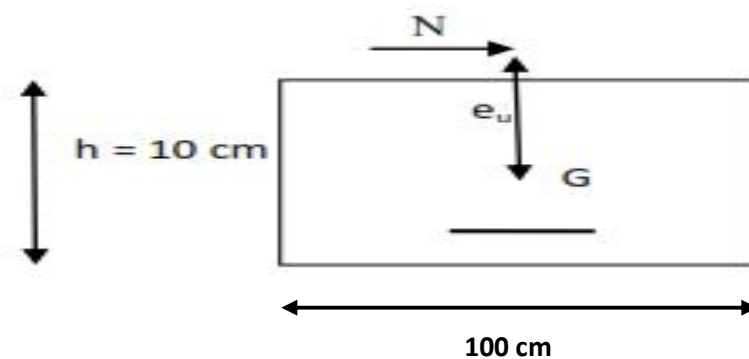


Figure III 4 : schéma statique des distances

2) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**▪ Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g: distance entre le centre de gravité et le centre de pression.

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 38.93 + \frac{10}{2} - 3 = 40.93 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.3118 \times 0.4093 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f} = \frac{0.946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.01359$$

$$\mu = 0.01359 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_s d}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0171$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.9931$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_f = \frac{946219}{0.9931 \times 348 \times 70} = 39.11 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 0.3 \text{ cm}^2.$$

3) Calcul de la section d'armatures en flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_u = 0.3911 - \frac{2.3118 \times 10}{348} = 0.3241 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.3 \text{ cm}^2.$$

III -1-3 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

$$\text{On a: } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone et groupe d'usage (**tableau 4-1 RPA**).

C_p: facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (**tableau 6-1 RPA**).

W_p: poids propre de l'acrotère. (W_p = 1.7125)

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0,8222 \text{ (KN/ml)} > 1 \text{ (KN/ml)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III -1-4 Vérifications à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (BAEL91 /Art A.4.2.1)**

$$A_u \text{ calculée} \geq A_m = \frac{0.23 b d f_{t_e}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.785d} \right)$$

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

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 = 35 \text{ cm}$$

$$A_m = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{[35 - 0.445 \times 7]}{[35 - 0.185 \times 7]} = 0.797$$

$$A_m = 0.7 \text{ m}^2$$

Remarquons que les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera. $A = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$

$A_a = 4 \text{ HA}8 \text{ N}2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**.

2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.0}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

3. Vérification des espacements :

$$S_t \text{ min}(2h; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{(BAEL91 .Art .5.1.1)}$$

$$\text{On a: } 20 \text{ cm} \text{ min}(20\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1)

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

$$\bar{\tau}_u = m \left(0.15 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4M \right).$$

$$\bar{\tau}_u = m \left(2.5 \text{MPa}; 4M \right).$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{On a la contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$V_u : \text{effort tranchant } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} = 1.5 \times 10^3$$

B : largeur de la bande considérée.

D : hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.02142 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement(BAEL91Art.6.1.1)

$$\tau_s < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t,c} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_s : Contrainte d'adhérence

Ψ_s : coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048.$$

Avec n : nombre de barres.

$$\tau_s = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{donc : } \tau_s < \bar{\tau}_s \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Longueur de scellement (Art A.6. 1.221 BAEL91)

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

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = 28.22 \text{ cm} \quad d \quad : L_s = 30 \text{ cm}$$

III -1-5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est soumis aux intempéries, donc on considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2f}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les HA

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2x^4}{3}; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.667; 201.636)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6$$

On a:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \beta_1 \text{ En fonction de } \rho_1$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.01}{100.7} = 0.2871$$

Avec : $A_s = 2.01$

$$\beta_1 = 0.9155 \longrightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 46.784 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1. Vérification des contraintes dans le béton :

La condition de contrainte du béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

σ_b : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte limite du béton à la compression considérée à l'ELS.

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46.784}{44.17} = 1.0591 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de l'acrotère est comme suit :

- Armatures principales : **4 HA 8 = 2.01 cm** avec un espacement de **25 cm**
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm** avec un espacement de **25cm**.

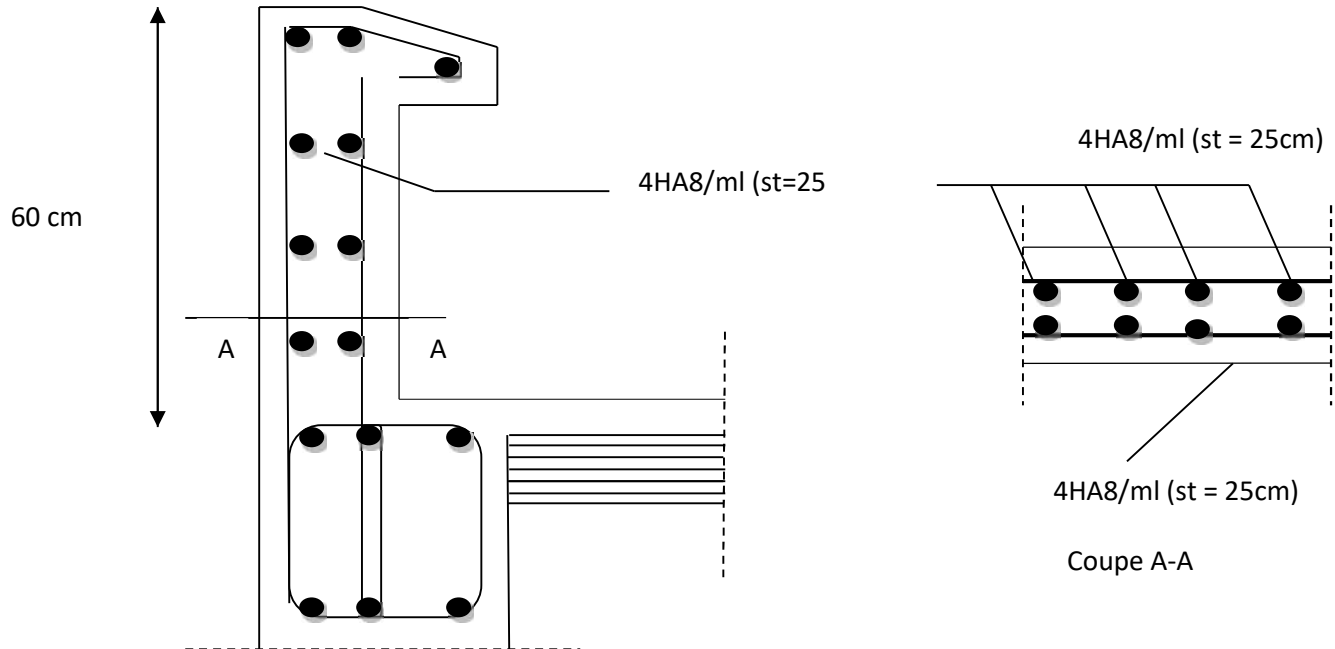


Figure III 5 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III-2 Calcul des poutrelles :

Le bâtiment comporte des planchers en corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm qui sera armée d'un quadrillage d'armatures, reposant sur des poutrelles préfabriquées, le quadrillage à pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines de charges localisées notamment Celles correspondants aux charges.

III -1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression (Art B 6.8.423 /BAEL 91) :

La dalle de compression est coulée sur place, elle doit avoir une épaisseur de 4 cm, armé d'un quadrillage de treillis soudé de (TLE520)

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} \text{ Avec: } L : \text{ la distance entre axes des poutrelles : (50 L 80cm)}$$

On prend : $L = 65 \text{ cm}$

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

On Adopte : $5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = \frac{1}{5} = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.315$$

On adopte : $5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = \frac{1}{4} = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression nous adopterons un treillis soudé (TLE520) de maille ($200 \text{ mm}^2 \times 200 \text{ mm}^2$).

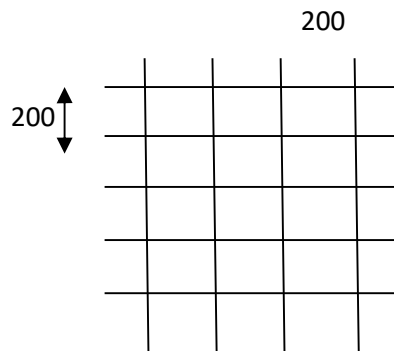


Figure III.6 : Schéma de treillis soudé

1) Calcul avant coulage de la dalle de compression

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées aux deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge de l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN /ml}$$

• **Combinaison d'actions :**✓ **A L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN /ml}$$

✓ **A L'ELS :**

$$q_u = G + Q = 0.12 + 0.62 + 1 = 1.74 \text{ KN /ml}$$

• **Calcul du moment isostatique :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8}$$

$$M_u = 5 \text{ K} \cdot \text{m}$$

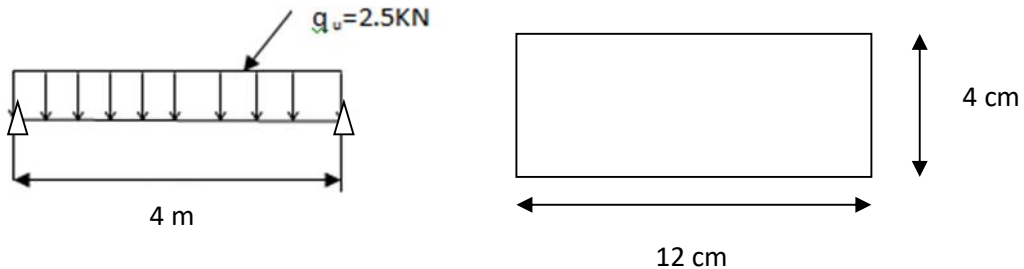


Figure III.7 : schéma de calcul des poutrelles à l'ELU

• **Calcul effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2}$$

$$T_u = 5 \text{ KN}$$

• **Calcule les armatures**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 7,335 > \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{SDA}$$

Remarque :

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12x4cm²), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires

2) **Calcul après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage du béton, la poutrelle est calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

• **Charges et surcharges**

Le calcul se fera sur le plancher le plus défavorable (plancher terrasse).

$G = 5.61 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ (poids propre de plancher).

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ (Surcharges de plancher).

- Charges : $G = 5.61 \times 0.65 = 3.6465 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN /ml}$

• **Combinaison d'action :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.6465) + 1.5 (0.65) = 5.89629 \text{ KN /ml}$

ELS : $q_u = G + Q = 3.6465 + 0.65 = 4.2965 \text{ KN /ml}$

• **Dimensionnement de la poutrelle :**

L : distance entre-axe des poutrelles 4m

b : $b \times 2b_1 + b_0 = 65$ cm

b₀ : largeur de la nervure 12 cm

h₀ : épaisseur de la dalle de compression 4cm

b₁ : 26.5 cm

h : 20 cm

c : 3 cm

d : 17 cm

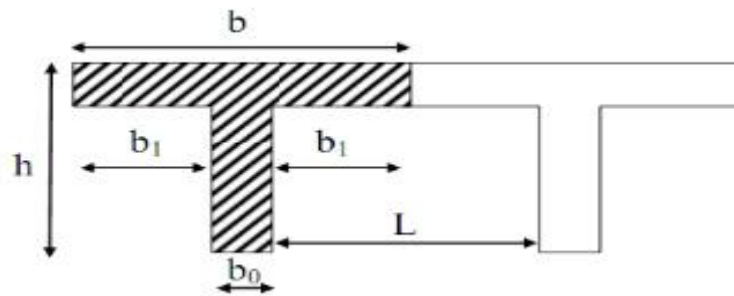


Figure III.8: dimension de la section en T.

➤ **Choix de la méthode de calcul**

• **La méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire 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 fléchissant M_0 .

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

✓ $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2) \rightarrow Q \max(11.22\text{KN/ml}; 5\text{KN/ml}) \rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ Les moments d'inerties des sections transversales est le même dans les différentes travées (Condition vérifiée).

✓ Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$)

$L_i/L(i+1) = 3.6/3.2 = 1.125 \rightarrow$ **condition vérifiée**

$L_i/L(i+1) = 3.2/4 = 0.8 \rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **condition vérifiée**

Conclusion :

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

➤ **Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

Avec :

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

M_w : valeur de moment sur appuis gauche

M_e : valeur de moment sur appuis droite

M_t : valeur maximale du moment en travée :

$$M_t = \max [1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

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

- **0.6M₀** : pour une poutre à deux travées.
- **0.5M₀** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **0.3M₀** : pour les appuis de rive semi encastrés.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

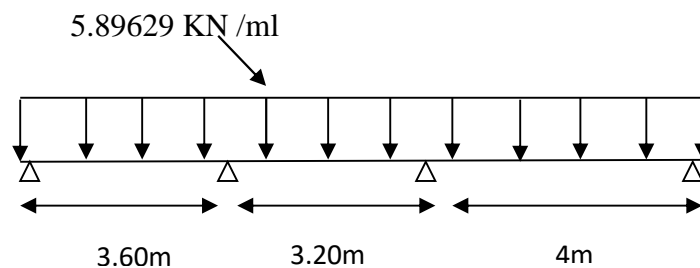


Figure III.9 : schéma statique de la poutrelle

• **Calcul des moments fléchissants :**

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.8}{8} \times 3.6^2 = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.8}{8} \times 3.2^2 = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.8}{8} \times 4^2 = 11.79 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_0 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.55 = 2.865 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 9.55 = 4.775 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times 11.79 = 5.895 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 11.79 = 3.537 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.6}{0.6 + 3.6} = 0.828$$

$$1+0.3\alpha = 1.2484 \quad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.6242 \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.7242$$

- **Travées 1 :**

$$M_{t(0-1)} + \frac{M_1+M_0}{2} \quad \max (1.05M_{01}; 1.2484 M_{01})$$

$$M_{t(0-1)} = 0.8484 M_{01} = 8.102 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(0-1)} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.7242 M_{01} = 6.916 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(0-1)} = 8.11 \text{ KN.m}$

- **Travées 2 :**

$$M_{t(1-2)} + \frac{M_1+M_2}{2} \quad \max (1.05 M_{02}; 1.2484 M_{02})$$

$$M_{t(1-2)} = 9.413 - 5.335 = 4.078 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0.6242 M_{02} = 4.7064 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(1-2)} = 4.71 \text{ KN.m}$

- **Travées 3 :**

$$M_{t(2-3)} + \frac{M_2+M_3}{2} \quad \max (1.05 M_{03}; 1.2484 M_{03})$$

$$M_{t(2-3)} = 0.8484 M_{03} = 10.002 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.7242 M_{03} = 8.538 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(2-3)} = 10.01 \text{ KN.m}$

- **Calcul des L'effort tranchant :**

L'effort tranchant est donné par la formule suivant : $T = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

- **Travées 1 :**

$$T_{t(0-1)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_0 - M_1}{3.2}$$

$$T_{t(0-1)} = \frac{5.8 \times 3.6}{2} + \frac{2.8 - 4.7}{3.6}$$

$$T_{t(0-1)} = 10.071 \text{ KN}$$

- **Travées 2 :**

$$T_{t(1-2)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{3.2}$$

$$T_{t(1-2)} = \frac{5.8 \times 3.2}{2} + \frac{4.7 - 5.8}{3.2}$$

$$T_{t(1-2)} = 9.074 \text{ KN}$$

❖ Travées 3 :

$$T_{t(2-3)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{4}$$

$$T_{t(2-3)} = \frac{5.8 \times 4}{2} + \frac{5.8 - 3.5}{4}$$

$$T_{t(2-3)} = 12.37 \text{ KN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

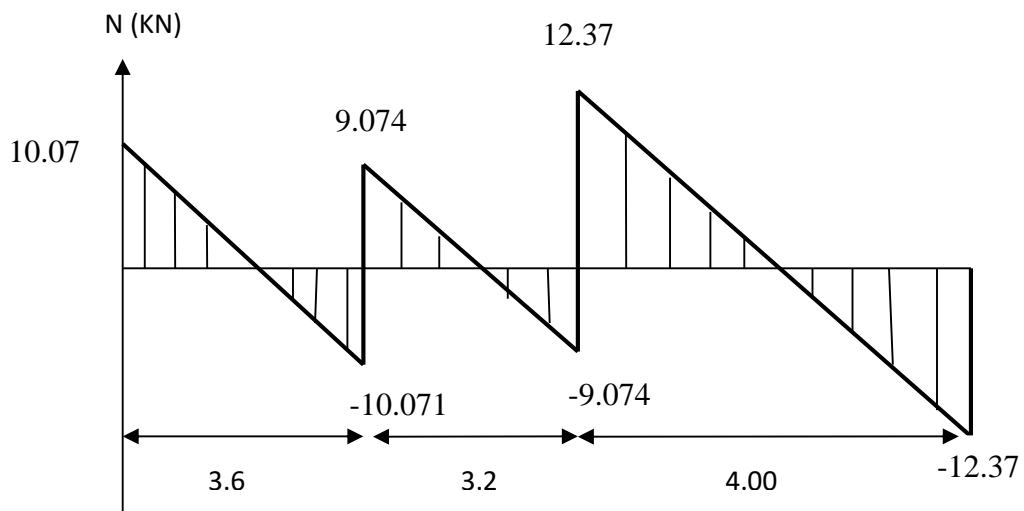


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants.

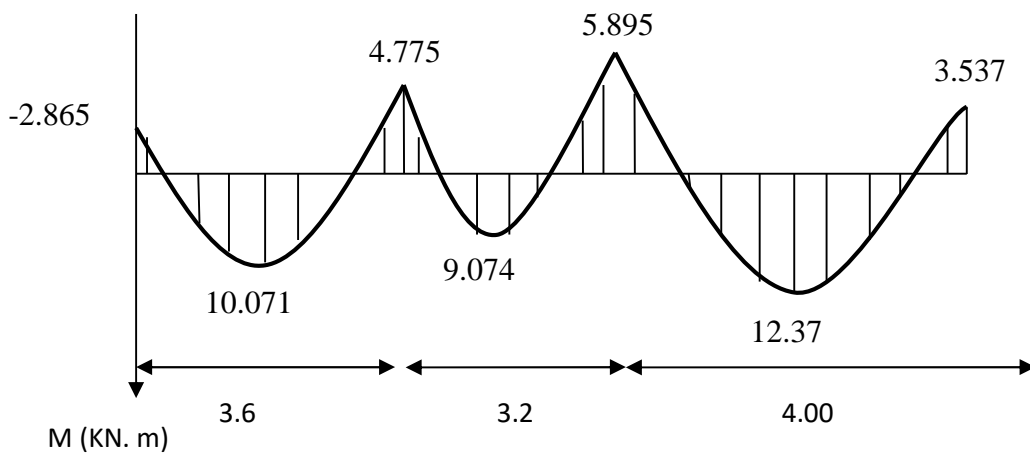


Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant

III -2 Calcul des armatures A L'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et en travée :

$$M_t^m = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_a^m = 5.895 \text{ KN.m}$$

$$T^m = 12.37 \text{ KN}$$

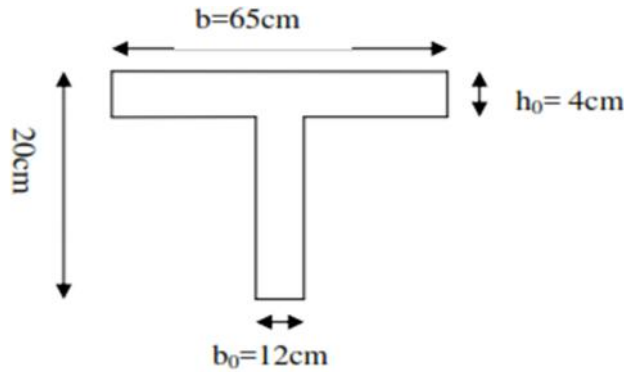


Figure III.12: Section de la poutre en T.

❖ **En travée:**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_b$$

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

$M_0 = 59.072 > M_t^m = 10.01$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc la section se calcul comme une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = \frac{M_t^m}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{1.0 \times 10^3}{6 \times 1.2^2 \times 1.2} = 0.0334 \quad 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0334 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{1.0 \times 10^3}{0.9 \times 1.2 \times 1.2} = 1.625 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10 = 2.35cm²**

❖ **Aux appuis :**

La table se trouvant dans la partie tendue, donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b₀ x h).

$$\mu_b = \frac{M_a^m}{b_0 \times d^2 \times f_b} = \frac{5.8 \times 10^3}{1 \times 1.2^2 \times 1.2} = 0.1067 \quad 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.1067 \longrightarrow \beta = 0.9435$$

$$A_a = \frac{5.8 \times 10^3}{0.9 \times 1.2 \times 1.2} = 0.9974 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Min}\left(\frac{h}{3}, \frac{b_0}{1}, \varphi_{\text{max}}\right) \longrightarrow \text{(Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\text{Min}\left(\frac{2}{3}, \frac{1}{1}, 10\right) = 0.571 \text{ cm}$$

On prend: = 8mm ; On adopte : $A_a = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \text{ min } (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \text{min } (16.2; 40)$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

III -3 Verification à L'ELU :

• **Verification au cisaillement :**

$$\bar{u} = \text{min } (0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$$

$$u = \frac{T_m}{b_0 d} = \frac{12.37 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,572 \text{ MPA}$$

$$u = 0.572 \text{ MPA} \quad \bar{u} = 3.25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de non fragilité :**

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

$$\text{En travée : } A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 1.00 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$s < \bar{s}$$

$$s = \frac{T_m}{0.9d \cdot u_i} = \frac{12.37 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 8} = 1.0.13 \text{ MPA}$$

$$\bar{s} = s \times f_{t1} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : s coefficient de scellement

$$\text{Donc : } s < \bar{s} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$\text{Vérifier si : } T_{\text{max}} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9d \times \frac{f_{c2}}{\gamma_b}$$

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.18 \times 0.9 \times 10^3 \times \frac{2}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = 12.37 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{Vérifier si : } A_a = \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_m}{0.9d} \right)$$

$$A_a = \frac{1.1}{4} \times \left(12.37 - \frac{5.8}{0.9 \times 0.1} \right) = -0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_a = -0.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul ancragement des barres : (ART A.6.1.22.1 BAEL modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times t_s} \text{ avec : } t_{su} = 0.6 \times s^2 \times f_{t28}$$

$$t_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 35.27$$

Soit un crochet de : $0.4 L_s = 14.11 \text{ cm}$

En prend : $L_s = 15 \text{ cm}$

III -4 Calcul à l'ELS :

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$Q_s = G + Q = 3.6465 + 0.65 = 4.2965 \text{ KN/ml}^2$$

$$M_{01} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.3 \times 3.6^2}{8} = 6.966 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.3 \times 3.2^2}{8} = 5.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.3 \times 4^2}{8} = 8.6 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_0 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 6.966 = 2.0898 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 6.966 = 3.483 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0.5 \times 8.6 = 4.3 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 8.6 = 2.58 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.6}{0.6 + 3.6} = 0.828$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.2484 \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.6242 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.7242$$

- ❖ **Travées 1 :**

$$M_{t(0-1)} + \frac{M_1 + M_0}{2} \max (1.05M_{01}; 1.2484 M_{01})$$

$$M_{t(0-1)} = 0.8484 M_{01} = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(0-1)} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.7242 M_{01} = 5.044 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(0-1)} = 5.91 \text{ KN.m}$

❖ **Travées 2 :**

$$M_{t(1-2)} = \frac{M_1+M_2}{2} \quad \max (1.05 M_{02}; 1.2484 M_{02})$$

$$M_{t(1-2)} = 6.8712 - 3.8915 = 2.9796 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0.6242 M_{02} = 3.4356 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(1-2)} = 3.4356 \text{ KN.m}$

❖ **Travées 3 :**

$$M_{t(2-3)} = \frac{M_2+M_3}{2} \quad \max (1.05 M_{03}; 1.2484 M_{03})$$

$$M_{t(2-3)} = 0.8484 M_{03} = 7.296 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.7242 M_{03} = 6.228 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(2-3)} = 7.297 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchant :**

❖ **Travées 1 :**

$$T_{t(0-1)} = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_0 - M_1}{3.2}$$

$$T_{t(0-1)} = \frac{4.3 \times 3.6}{2} + \frac{2.0 - (-3.4)}{3.6}$$

$$T_{t(0-1)} = 7.353 \text{ KN}$$

❖ **Travées 2 :**

$$T_{t(1-2)} = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{3.2}$$

$$T_{t(1-2)} = \frac{4.3 \times 3.2}{2} + \frac{3.4 - (-4.3)}{3.2}$$

$$T_{t(1-2)} = 6.625 \text{ KN}$$

❖ **Travées 3 :**

$$T_{t(2-3)} = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{4}$$

$$T_{t(2-3)} = \frac{4.3 \times 4}{2} + \frac{4.3 - 2.5}{4}$$

$$T_{t(2-3)} = 9.03 \text{ KN}$$

• Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

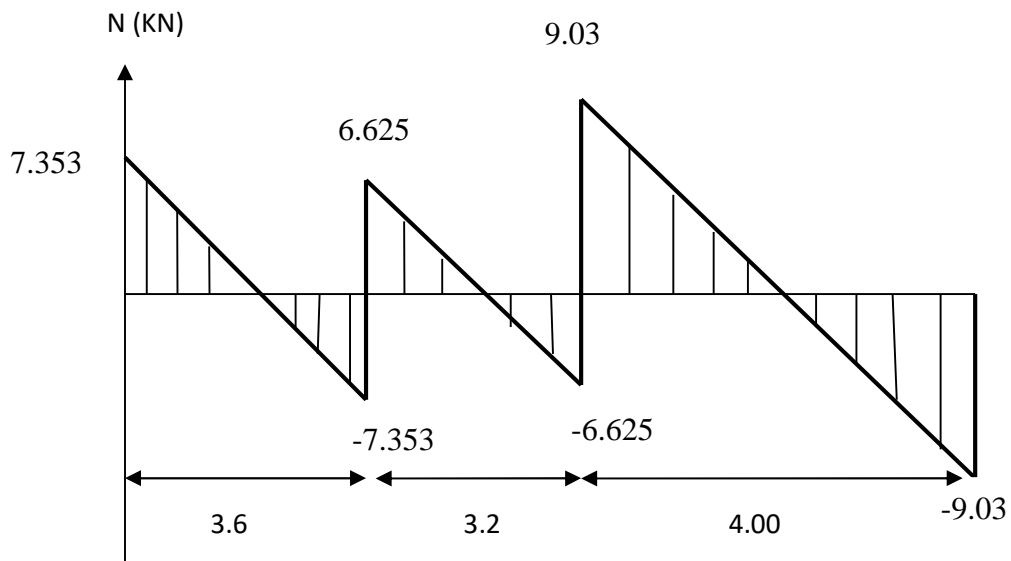


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants.

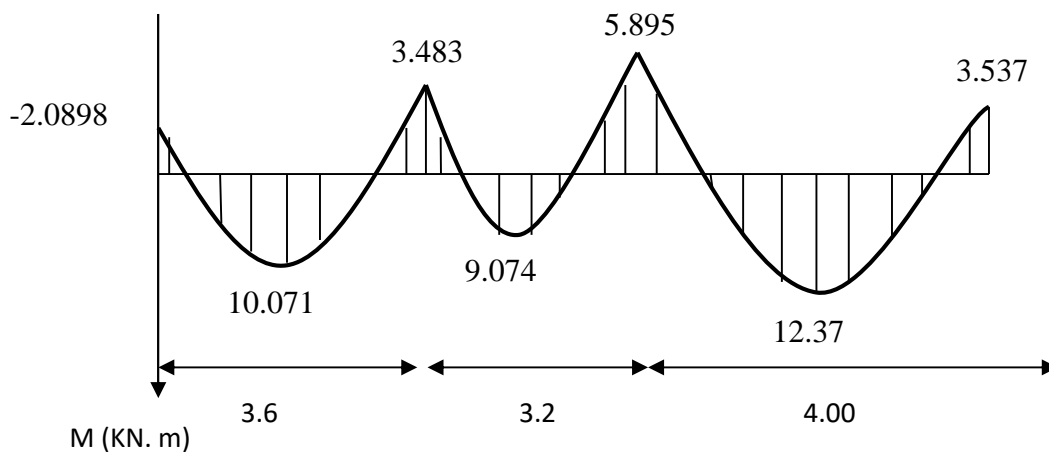


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant

III -5 Verification A L'ELS :

• Vérification de la résistance à la compression du béton :

❖ En travée :

$$\rho_1 = \frac{1}{b_0} \frac{X A}{X d} = \frac{1}{1} \frac{X 2.3}{1 \times 1} = 1.08$$

$$\rho_1 = 1.08 \longrightarrow \beta_1 = 0.8565 \longrightarrow K_1 = 19.84 \quad K = 1/K_1 = 0.050$$

- **La contrainte dans le béton :**

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^m}{\beta_1 X d X A}$$

Avec : $M_t^m = 7.297 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{7.2 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1 \times 2.3} = 201.407 \text{ MPA}$$

$$b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{201.4}{1.8} = 10.1515 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = 201.407 \text{ MPA} < 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{1 \times A}{b_0 \times d} = \frac{1 \times 1.0}{1 \times 1} = 0.46$$

$$\rho_1 = 0.46 \longrightarrow \beta_1 = 0.897 \longrightarrow K_1 = 33.54 \quad K = 1/K_1 = 0.3$$

- **La contrainte dans le béton :**

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^m}{\beta_1 X d X A}$$

Avec : $M_a^m = 4.3 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.3 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1 \times 1.0} = 278.913 \text{ MPA}$$

$$b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{278.9}{3.5} = 8.316 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = 278.913 \text{ MPA} < 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

- **Vérification de la flèche :**

D'après les règles de **BAEL** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{2.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{1 M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

H : la hauteur totale de la section.

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

B₀ : largeur de nervure.

M_t : moment fléchissant maximum en travée

M₀ : moment isostatique 'Y

D : la hauteur utile de la section droite.

$$- \frac{h}{L} = \frac{2}{4} = 0.05 \quad \frac{1}{2 \cdot 5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$- \frac{h}{L} = \frac{2}{4} = 0.05 \quad \frac{7.2}{1 \times 8.6} = 0.08 \quad \longrightarrow \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

• Calcul de la flèche :

Vérifier si : $f = \frac{M_t X l^2}{1 \times E_v X I_v} \bar{f} \longrightarrow f = \frac{l}{5} = \frac{4}{5} = 8 \text{ mm}$

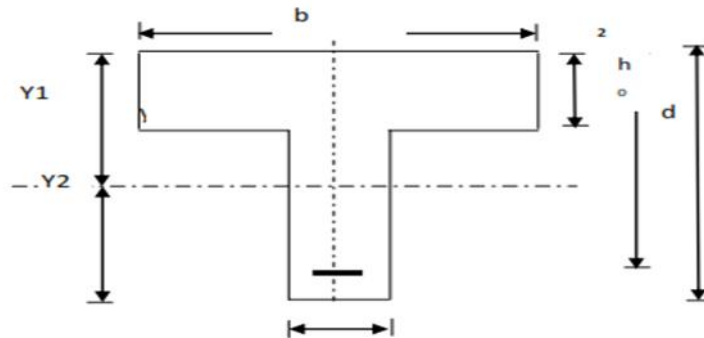
Avec :

\bar{F} : la flèche admissible.

E_v : module de déformation différé $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c2}} = 10717.86 \text{ MPA.}$

I_v : inertie fictive pour les charges de longue durée $I_v = \frac{1.1 X I_0}{1 + \mu X \lambda_v}$

I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisée n = 15 par rapport au centre de gravité de la section



• Calcul Y₁ et Y₂ :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 X h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 1.5 X A_t X d$$

$$S_{/xx} = \frac{1 \times 2^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 1.5 X 2.35 X 18 = 2887.45 \text{ cm}^2$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 X h + (b-b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65-12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25$$

$$Y_1 = \frac{2}{4} \cdot \frac{4}{2} = 5.926$$

$$Y_2 = h - V_1 = 20 - 5.926 = 14.074 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) h_0 x \left(\frac{h_0^2}{1} + (Y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right) + 15 A_s (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{1}{3} (5.926 + 14.074) + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{1} + (5.926 - \frac{4}{2})^2 \right) + 15 \times 2.35 \times (14.074 - 2)^2$$

$$I_0 = 32655.909 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des coefficient:**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.3}{1 \times 1} = 0.01$$

$$\lambda_V = \frac{0.0 \times f_{t2}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 1.644$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.7 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times f_s + f_{t2}} ; 0 \right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \text{ avec } : \rho_1 = \frac{1}{b_0 \times X} = \frac{1}{1 \times 1} \times 2.3 = 1.08 \longrightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times X \times A_t} = \frac{7.2 \times 1^3}{0.8 \times 1 \times 2.3} = 201.5 \text{ MPA}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.7 \times 2.1}{4 \times 0.0 \times 2.5 + 2.1} ; 0 \right)$$

$$\mu = 0.362$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V} = \frac{1.1 \times 32655.909}{1 + 0.3 \times 1.6} = 22519.5 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{1 \times E_v \times I_v} = \frac{7.2 \times 1^2}{1 \times 1 \times 0.8 \times 2.5 \times 1^4} = 4.84 \text{ mm}$$

$$f = 4.84 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc : la flèche est vérifier

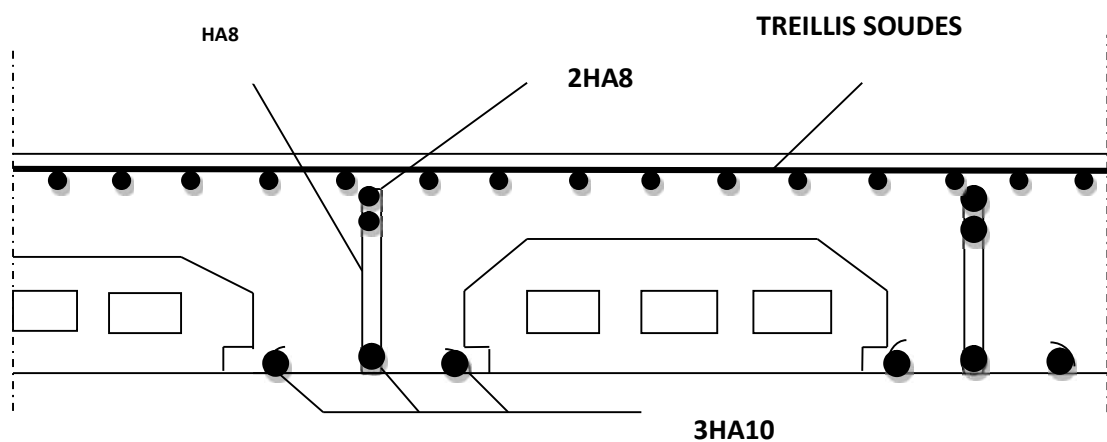


Figure III.15: Plan de ferrailage du plancher

III-3 Étude des balcons :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre (G).

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L}{1}$$

$$e_p = \frac{1}{1} = 14.5 \text{ cm}$$

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

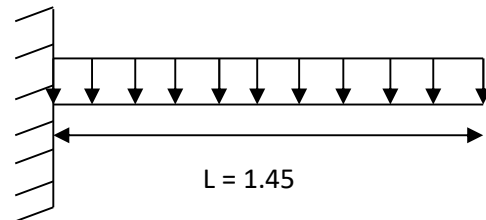


Figure III.16 : Schéma Statique du balcon

III -3-1 Détermination des sollicitations :

Tableau III 1: tableau charge permanentes du balcon

Elément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de sable	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			5.35

Tableau III2: Tableau charge concentrée sur le balcon

Elément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Résultats (KN/m ²)
Brique	09	0.1	0.9
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			1.26

❖ **Surcharge du balcon :**

$$Q = 3.5 \text{ MK/ml}$$

❖ **Surcharge de garde-corps :**

$$Q = 1 \text{ MK/ml}$$

III -3-2 Calcul A l'ELU :

• **Combinaison de charge :**

Pour la dalle : $q_{u1} = (1.35 G + 1.5Q) = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$

Pour le garde-corps : $q_{u2} = 1.35 \times 1.26 = 1.701$

- **Calcul des efforts :**

- ❖ **Les moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{1.4 \times 1^2}{2} + 1.701 \times 1 = 7.936 \text{ KN.m}$$

III -3-3 **Calcul A l'ELS :**

- **Combinaison de charge :**

Pour la dalle: $q_{s1} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps: $q_{s2} = 1.26 = 1.26$

III -3-4 **Calcul des efforts :**

- ❖ **Les moments :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.8 \times 1^2}{2} + 1.26 \times 1 = 5.685 \text{ KN.m}$$

III -3-5 **Calcul des efforts tranchants :**

- **Calcul A l'ELU :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.47 \times 1 + 1.701 = 14.171 \text{ KN}$$

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8.85 \times 1 + 1.26 = 10.11 \text{ KN}$$

III -3-6 **Ferraillage :**

Etudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

1. **Ferraillage les armatures principales:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{7.9}{1 \times 1^2 \times 1.2} \times 10^3 = 0.0558 \quad \mu_t = 0.392 \rightarrow S$$

$$\mu = 0.0558 \longrightarrow \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_s} = \frac{7.936 \times 10^3}{0.97 \times 10 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On adopt: $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec: $s_t = 25 \text{ cm}$

2. **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.5}{4} = 1.13$$

On adopt: $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec: $s_t = 25 \text{ cm}$

III -3-7 Vérification à L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_m = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{4} = 1,2075 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = 1,2075 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{adoptée}} = 4,52 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \text{ min (3h ; 33cm)} = 30\text{cm} \quad S_t = 25\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures répartition : } S_t \text{ min (4h ; 45cm)} = 40\text{cm} \quad S_t = 25\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1.3/BAEL91)**

$$s_s = \frac{V_u}{0,9 u_i} \quad \overline{s_s}$$

Avec :

$$\overline{s_s} = s_s \times f_{t_i} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$u_j = n_s \cdot s_s = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$s_s = \frac{1,1 \times 1,1 \times 1,1 \times 1,1}{0,9 \times 1,1 \times 1,1 \times 1,1} = 1,0446 \text{ MPA} \quad \overline{s_s} = 3,15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement : (Art.A.6.1.3/BAEL91)**

$$u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \overline{u}$$

$$\overline{u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c2}}{b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$u = \frac{1,1 \times 1,1 \times 1,1 \times 1,1}{1,1 \times 1,1} = 0,1417 \text{ MPA} \quad \overline{u} = 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ancrage rectiligne des barres :**

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{f_e}{4 s_s}$$

$$\text{Avec : } s_s = 0,6 s_s^2 \times f_{t_i} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2,8} = 35,273$$

III -3-8 Vérification A L'ELS :• **Vérification des contraintes de béton :**

$$b \quad \bar{b}$$

$$\bar{b} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$b = s/k$$

$$1 = \frac{1}{b.d} s = \frac{1}{1} .5 = 0.452 \longrightarrow K_1 = 34.02 \longrightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{3} .0 = 4.12 \text{ MPA}$$

$$b = 4.12 \text{ MPA} \quad \bar{b} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$s \quad \bar{s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{f_{t'}} \times f_{t'}) \right)$$

$$s \quad \bar{s} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right)$$

$$\bar{s} = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{M_s}{1 \times d \times A_s} = \frac{5.685}{0.898 \times 10 \times 4.52} = 140.06 \text{ MPA}$$

$$s = 140.06 \quad \bar{s} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1} = 0.15 \quad \frac{1}{1} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.15 \quad \frac{M_s}{1 M_0} = \frac{5.685}{10 \times 5.685} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.5}{1 \times 1} = 0.00301 \quad \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage des balcons comme suite :

- Armature principales : 4 HA12 (st=25cm)
- Armature de répartition : 4HA10 (st=25cm)

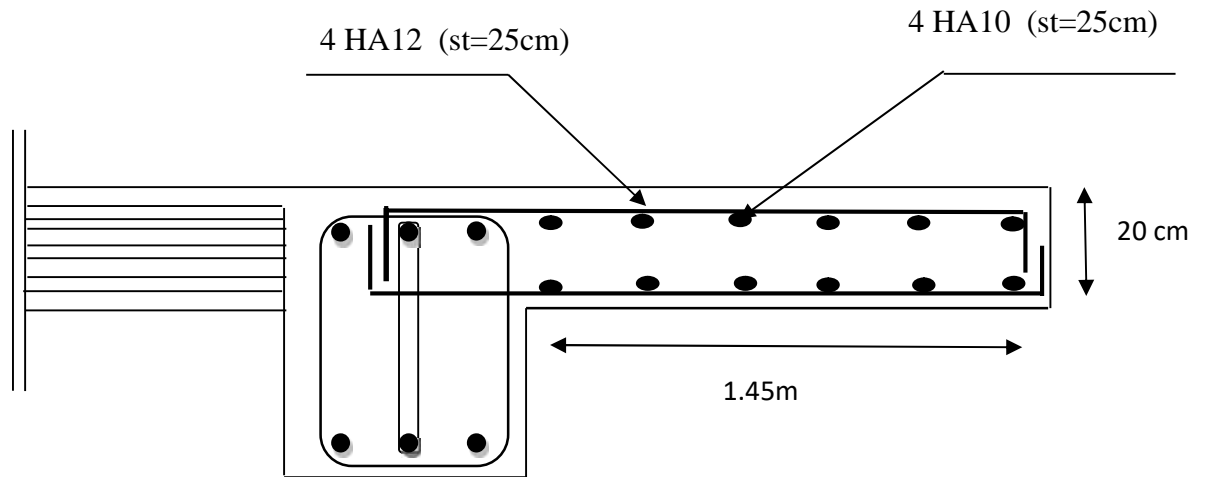


Figure III.17: Schémas de ferrailage de balcon

III-4 Calcul des escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III -4-1 Pré dimensionnement

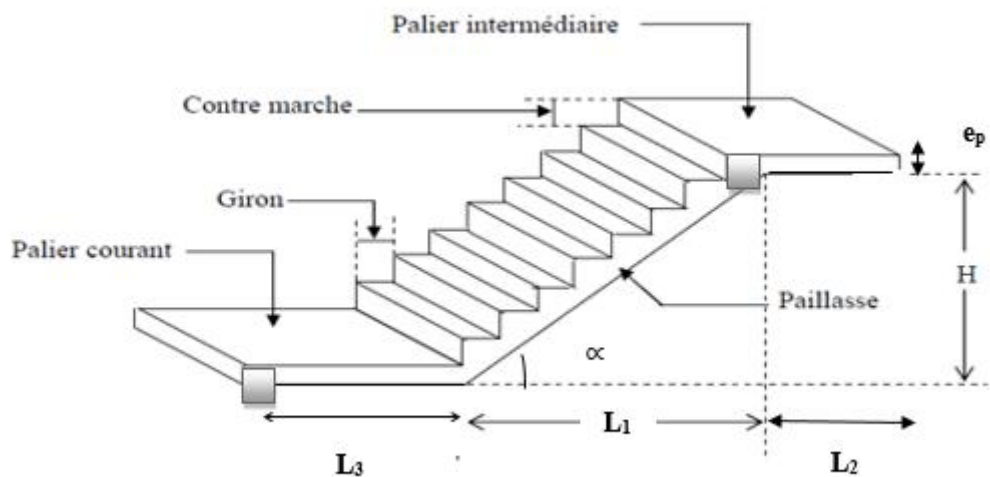


Figure III.18: Schéma statique de l'escalier

- g : giron (largeur des marches)
- H : Hauteur des marches
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur projeté de la volée
- L_2 : longueur du palier d'arrivée
- L_3 : longueur du palier de départ

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59\text{cm} < G+2H < 66 \text{ cm}$

Avec :

- H hauteur de la contre marche 13 cm H 17 cm
- G hauteur de la marche (giron) 28 cm G 32 cm

• **Déterminer le nombre de marches et contre marche :**

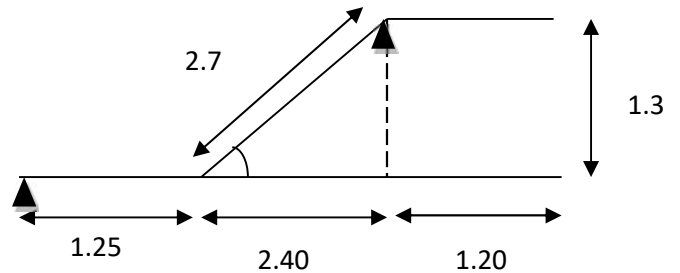
$N = H/h$

N : nombre de contre marche

$N = 135/15 = 9$ soit $n = 9$

Giron (G) :

$G = L/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm}$



$59 \leq 2H + G = (2 \times 15) + 30 = 60 \leq 66 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

• **Déterminer l'épaisseur de la paille et du palier**

L'épaisseur de la paille et de palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

e_p : épaisseur du palier et de la paille et de palier

L_0 : longueur libre (palier repos + la portée de la paille)

L' : la portée réelle de la paille

L_1 : longueur du palier

$\tan \alpha = \frac{h}{L_1} = \frac{135}{240} = 0.5625 \qquad \alpha = 29.357^\circ$

Calcul la longueur réelle de la paille : $L = \sqrt{h^2 + L_2^2} = \sqrt{135^2 + 240^2} = 275 \text{ cm}$

$L_0 = L_1 + L' = 275 + 120 = 395$

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \qquad \frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20} \qquad 13.167 \leq e_p \leq 19.75$

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

III -4-1 Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Tableau III 3: Tableau charges permanents de volée

Eléments	E_p m	Poids volumiques KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement d carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
Marche	0.15/2	25	1.875
Paillasse	$E_p/\cos\alpha$	25	5.156
TOT			8.8314

Tableau III 4: Tableau des charges permanentes de palier

Eléments	E_p m	Poids volumiques KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement d carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.18	25	4.5
TOT			6.1

- Surcharges d'exploitation :

D'après DTR (Art 7.2.4) : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III -4-2 Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

Pour le calcul de l'escalier, on prend une bande de 1m de largeur.

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

- La paillasse : $q_u = (1.35 \times 8.8314 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.67 \text{ KN/ml}$
- Le palier : $q_u = (1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.985 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_u = G + Q$

- La paillasse : $q_u = (8.8314 + 2.5) \times 1m = 11.33 \text{ KN/ml}$
- Le palier : $q_u = (6.1 + 2.5) \times 1m = 8.6 \text{ KN/ml}$

III -4-3 Calcul des efforts internes :

À l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

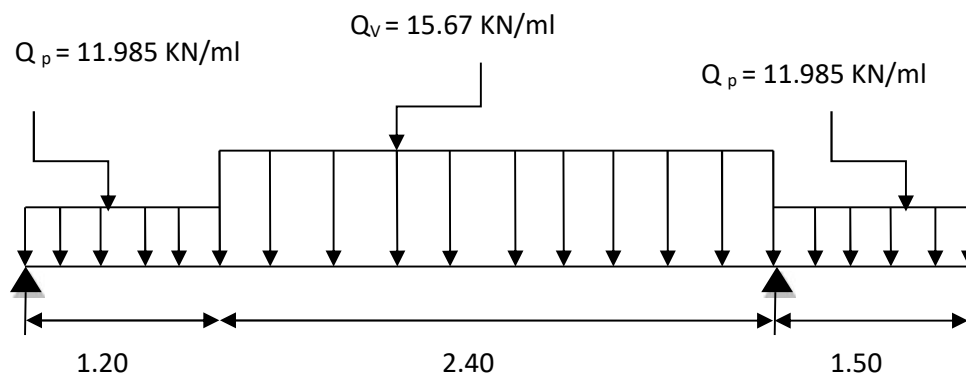


Figure III 19: Schéma statique de calcul d'escalier à L'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$M/B = 0 \longrightarrow R_A (3.6) - 15.67 \times 2.4^2/2 - 11.985 (1.2/2 + 2.4)1.2 + (11.985) (1.5^2/2)$$

$$M/A = 0 \longrightarrow R_B (3.6) - 15.67 \times (2.4^2) - 11.985 (1.2^2/2) - 11.985(1.5)(1.5/2 + 3.6)$$

$R_A = 20.775 \text{ KN}$ $R_B = 49.2 \text{ KN}$

• Calcul des moments et des efforts tranchants :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x < 1.2\text{m}$

1. Efforts tranchants

$$T = 0T_y \Rightarrow R_A - Qx$$

$$T_y = 20.775 - 11.985x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 20.775 \text{ KN}$

Pour $x=1.2 \rightarrow T_y = 6.393 \text{ KN}$

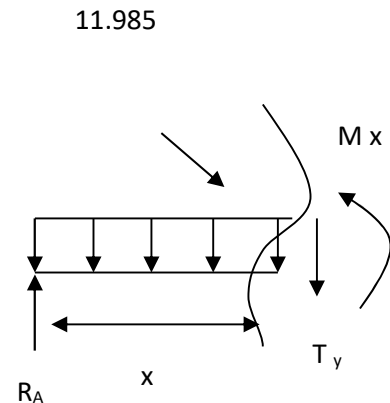
2. Moment fléchissant :

$$M/G = 0 \rightarrow M_Z = R_Ax - Qx^2/2$$

$$M_Z = 20.775x - 5.9925x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.2 \rightarrow M_Z = 16.3 \text{ KN.m}$



- 2^{eme} tronçon : $1.2 \leq x < 3.6\text{m}$

1. efforts tranchants :

$$T = 0T_y \Rightarrow R_A - 11.985(1.2) - 15.67(x-1.2)$$

Pour $x=1.2 \rightarrow T_y = 6.393 \text{ KN}$

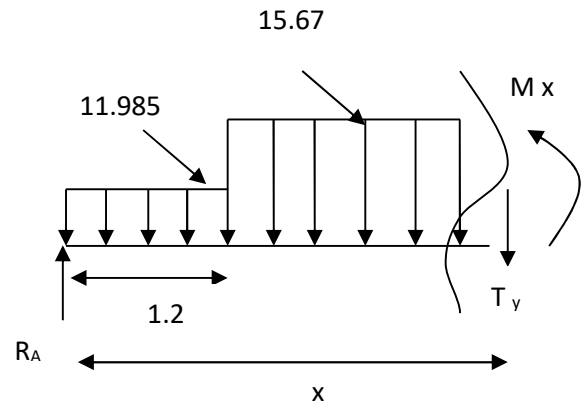
Pour $x=3.6 \rightarrow T_y = -31.215 \text{ KN}$

2. Moment fléchissant :

$$M/G = 0 \rightarrow M_Z = R_Ax - 15.67(x-1.2)(x-1.2)/2 - 11.985(1.2)(x-1.2/2)$$

Pour $x=1.2 \rightarrow M_Z = 16.3 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.6 \rightarrow M_Z = -13.48 \text{ KN.m}$



- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x < 1.5\text{m}$

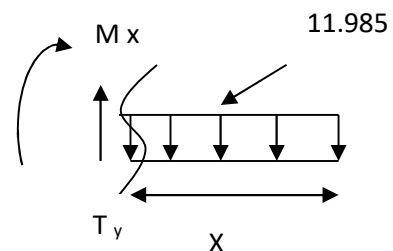
1. efforts tranchants :

$$T = 0 \rightarrow T_y = Qx$$

$$T_y = 11.985x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$

Pour $x=1.5 \rightarrow T_y = 17.98 \text{ KN}$



2. Moment fléchissant :

$$M/G = 0 \rightarrow M_Z = -Qx^2/2$$

$$M_Z = -5.9925 x^2$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1.5 \rightarrow M_Z = -13.48 \text{ KN.m}$$

La valeur maximale du moment M_z^{\max} :

$$T_y = 20.775 - 11.985x = 0 \longrightarrow x = 1.733$$

$$M_z^{\max} = M_Z = 20.775 x - 5.9925 x^2 = 18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{\max} = -5.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 15.3 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

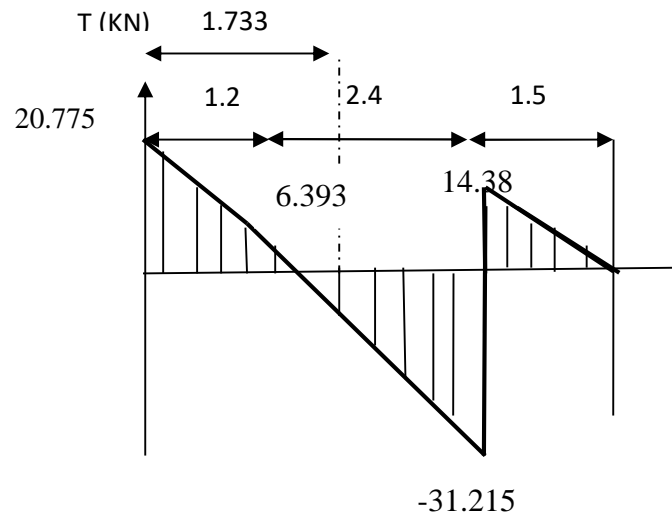


Figure III 20: Diagramme efforts tranchants

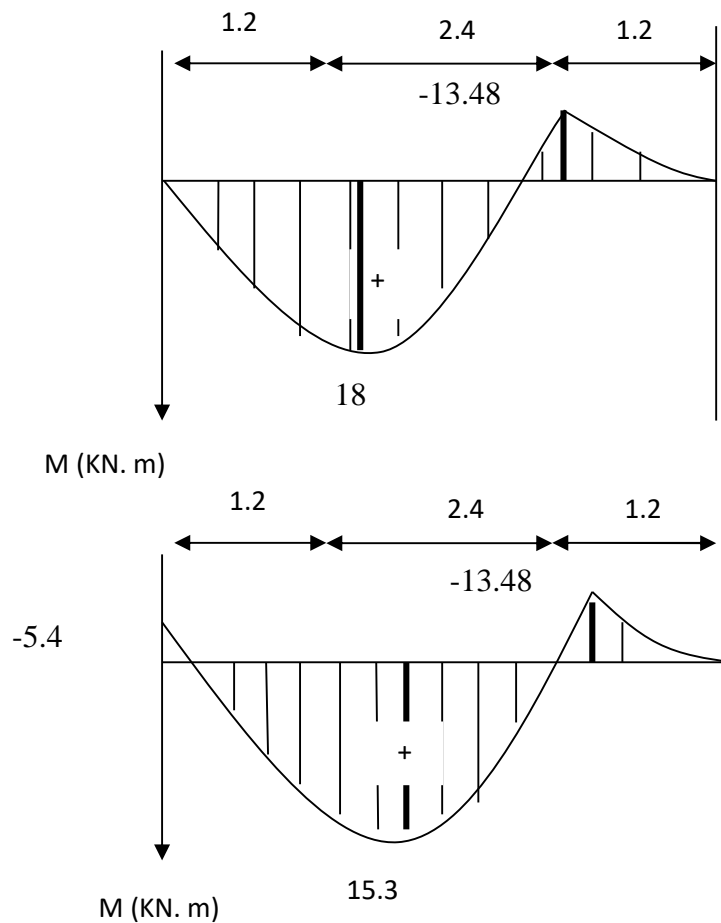


Figure III 20: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction

III -4-4 calcul des armatures (ferraillage a L'ELU) :

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

b = 100 cm, h = 18 cm, c = 3 cm, d = 15 cm

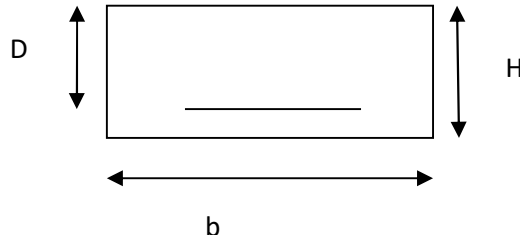


Figure III 21: Section droite de la paillasse à étudié

• **Armatures principales :**

❖ **Aux appuis (B) :**

$$M_u^a = 13.48 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{f_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.4 \times 10^6}{1.2 \times 10^3 \times 15^2} = 0.0421 \quad \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.0421 \quad \longrightarrow \quad = 0.979$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{s \cdot d} = \frac{13.48 \times 10^4}{348 \times 150 \times 0.979} = 2.637 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.92 cm² Avec un espacement S_t = 20 cm.

❖ **Aux appuis (A) :**

$$M_u^a = 5.4 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{f_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.4 \times 10^6}{1.2 \times 10^3 \times 15^2} = 0.0169 \quad \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.0169 \quad \longrightarrow \quad = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{s \cdot d} = \frac{5.4 \times 10^4}{348 \times 150 \times 0.992} = 1.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.92 cm² Avec un espacement S_t = 20 cm.

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 15.3 \text{ KN. m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{f_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.3 \times 10^6}{1.2 \times 10^3 \times 15^2} = 0.047 \quad \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.047 \quad \longrightarrow \quad = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{s \cdot d} = \frac{15.3 \times 10^4}{348 \times 150 \times 0.976} = 3.003 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 = 5.65 cm² Avec un espacement S_t = 20 cm.

- **Armatures de répartition :**

- ❖ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 = 2.01 cm² Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- ❖ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ [cm}^2\text{]}/\text{ml}$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm² Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III -4-5 Vérification à ELU

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

$$A > A_m = 0.23 \times b \times d \times f_{t_i} / f_e$$

$$A_m = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.92 > A_m = 1.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$
- **En travée :** $A_a = 5.65 > A_m = 1.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$

- **Espacement des barres:**

- **Armatures principales :**

- **Aux appuis:** $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h = 72 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- **En travée :** $S_t = 25 \text{ cm} < m \ n(40h = 72 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$

- **Armatures de répartitions :**

- **Aux appuis:** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h = 54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- **En travée :** $S_t = 20 \text{ cm} < m \ (3h = 54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow$

C.V

- **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1.3 BAEL91) :**

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_s = \tau_{t_i} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot u_j}$$

Contrainte d'adhérence.

— Contrainte limite d'adhérence.

- ❖ **Appuis :** 5HA10 = 3.92 cm²

- u_j : Sommes des périmètres utiles des barres.
- $n \cdot \dots = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$

$$s = \frac{3.2 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 1} = 1.47 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Travée : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

- u_j : Sommes des périmètres utiles des barres.

- $n. . = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$$s = \frac{3.2 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 1.4} = 1.23 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL91) :**

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \quad \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{31.215 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.2081 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_c}{b} ; 4\text{MPA} \right) = 3.3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.183 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.3\text{MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.3 BAEL91) :**

On doit Vérifier que $T_u^m \quad \bar{T}_u$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{f_c \times b \times a}{b}$$

Avec : $a = 0,9d = 13.5 \text{ cm}$

$$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times f_c \times a \times b}{b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.135 \times 1}{1.5} = 900 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 31.215 \text{ KN} \quad \bar{T}_u = 900 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur les aciers (Art A.5.4.321 BAEL91)**

On doit vérifier que : $A_u \quad \frac{s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_d}{0.9xd} \right)$

$$A_u \quad \frac{1.1}{4} \left(31.215 - \frac{1.4}{0.9} \right) = 0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.92\text{cm}^2 \quad 0.086\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1.23 BAEL91) :**

$$L_s = \frac{f_e}{4 s}$$

Avec :

$$s = 0.6 s^2 f_{t1} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPA}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

L_s Dépasse la l'épaisseur de la poutre, donc on adoptera un crochet normal dont la largeur $0.4L_s = 16.93 \text{ cm}$ soit : $L_s = 17 \text{ cm}$

III -4-6 Calcul des efforts internes à L'ELS

• **Combinaison des charges à L'ELS :**

- La paille : $q_u = (8.8314 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.33 \text{ KN/ml}$
- Le palier : $q_u = (6.1 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.6 \text{ KN/m}$

• **Calcul réactions des appuis :**

$M/B = 0 \quad R_A (3.6) - 11.33 \times 2.4^2/2 - 8.6 (1.2/2 + 2.4)1.2 + (8.6) (1.5^2/2)$

$M/A = 0 \quad R_B (3.6) - 11.33 \times (2.4^2) - 8.6 (1.2^2/2) - 8.6(1.5)(1.5/2+3.6)$

$R_A = 14.976 \text{ KN} \quad R_B = 35.43 \text{ KN}$

• **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x < 1.2 \text{ m}$

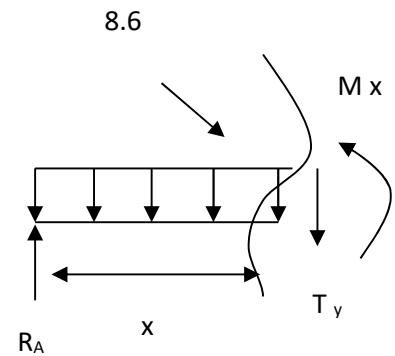
1. Efforts tranchants

$T = 0 \quad T_y = R_A - Qx$

$T_y = 14.976 - 8.6x$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 14.976 \text{ KN}$

Pour $x = 1.2 \rightarrow T_y = 4.656 \text{ KN}$



2. Moment fléchissant :

$M/G = 0 \quad M_z = R_A x - Qx^2/2$

$M_z = 14.976 x - 4.3 x^2$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.2 \rightarrow M_z = 11.78 \text{ KN.m}$

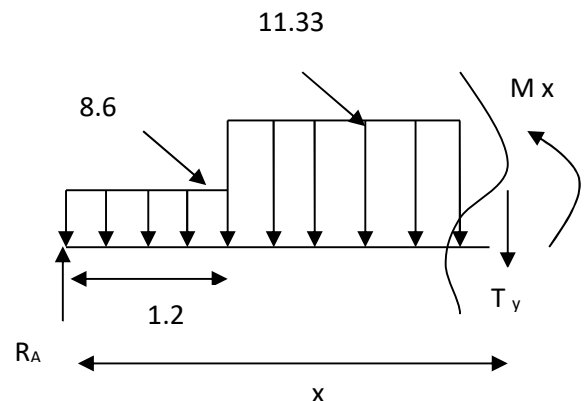
- 2^{eme} tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.6 \text{ m}$

1. efforts tranchants :

$T = 0 \quad T_y = R_A - 8.6 (1.2) - 11.33 (x - 1.2)$

Pour $x = 1.2 \rightarrow T_y = 4.656 \text{ KN}$

Pour $x = 3.6 \rightarrow T_y = -22.536 \text{ KN}$



2. Moment fléchissant :

$$M/G = 0 \rightarrow M_Z = R_A x - 11.33(x-1.2)(x-1.2)/2 - 8.6(1.2)(x-1.2)/2$$

Pour $x = 1.2 \rightarrow M_Z = 11.78 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.6 \rightarrow M_Z = -9.676 \text{ KN.m}$

- 3^{eme} tronçon : 0 x 1.5m

1. efforts tranchants :

$$T = 0 \rightarrow T_y = Qx$$

$$T_y = 8.6x$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$

Pour $x = 1.5 \rightarrow T_y = 12.9 \text{ KN}$

2. Moment fléchissant :

$$M/G = 0 \rightarrow M_Z = -Qx^2/2$$

$$M_Z = -4.3 x^2$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.5 \rightarrow M_Z = -9.675 \text{ KN.m}$

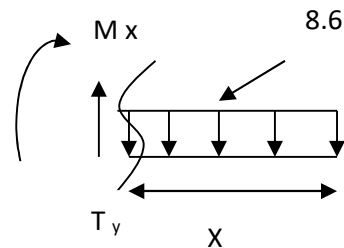
La valeur maximale du moment M_z^{\max} :

$$T_y = 14.976 - 8.6x = 0 \rightarrow x = 1.733$$

$$M_z^{\max} = M_Z = 14.976 x - 4.3 x^2 = 13.04 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -3.912 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 11.084 \text{ KN.m}$



- Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

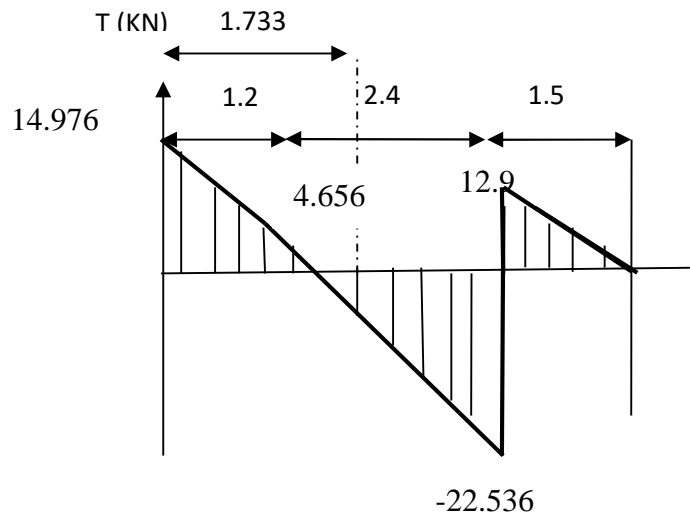


Figure III 22: Diagramme efforts tranchants

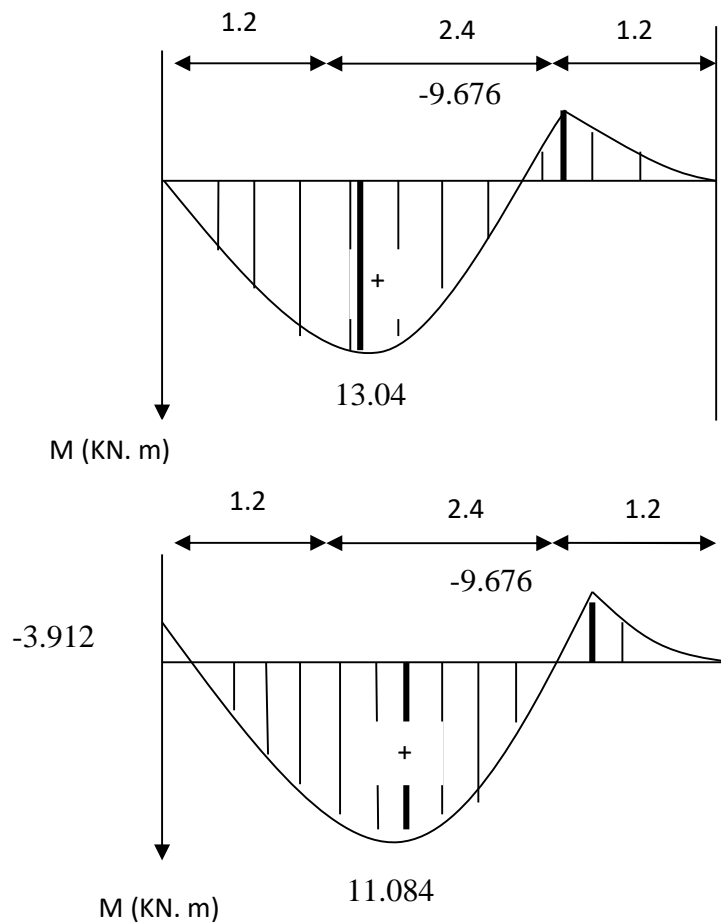


Figure III 23: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction

- Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_b \quad \overline{\sigma_b} \quad \text{avec :}$$

$$bc = \frac{M_s}{K_1}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s \quad \overline{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{1}{b \times d} \times A_a = \frac{1}{1} \times \frac{3.9}{1} = 0.261 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 52.57 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.926$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.9}{0.926 \times 1 \times 3.9} = 118.9 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 71.84 \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{71.84}{52.57} = 1.36 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 1.36 \text{ MPA} \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\rho = \frac{1}{b \times d} \times A_a = \frac{1}{1} \times \frac{5.6}{1} = 0.377 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 37.63 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.905$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{1.0}{0.905 \times 1 \times 5.6} = 144.5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 144.5 \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144.5}{37.63} = 3.84 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 3.84 \text{ MPA} \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche

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

$$\begin{aligned}
 & - \frac{h}{l} > \frac{1}{1} \\
 & - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{1 \times M_0} \\
 & - \frac{A}{b \times d} > \frac{4.2}{f_e}
 \end{aligned}$$

Avec : h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée

Mt : Moment max en travée.

M0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{3} = 0.05 < \frac{1}{1} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E_v \times I} \quad f = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ m}$$

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c2}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{x'}}{B_0}$$

$S_{x'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_x = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_s d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 15) = 17471.25 \text{ cm}^3$$

B_0 = surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{x'}}{B_0} = \frac{17471.25}{1884.75} = 9.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.27 = 8.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 - C)^2 = \frac{1}{3}(9.27^3 + 8.73^3) + 15 \times 5.65(8.73 - 3)^2 = 51513.8 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E_v \times I} = \frac{5 \times 11.33 \times 3600^4}{384 \times 10818.86 \times 51513.8 \times 10^4} = 4.45 \text{ mm}$$

f = 4.45 mm f = 6.6 mm \longrightarrow **Condition vérifiée**

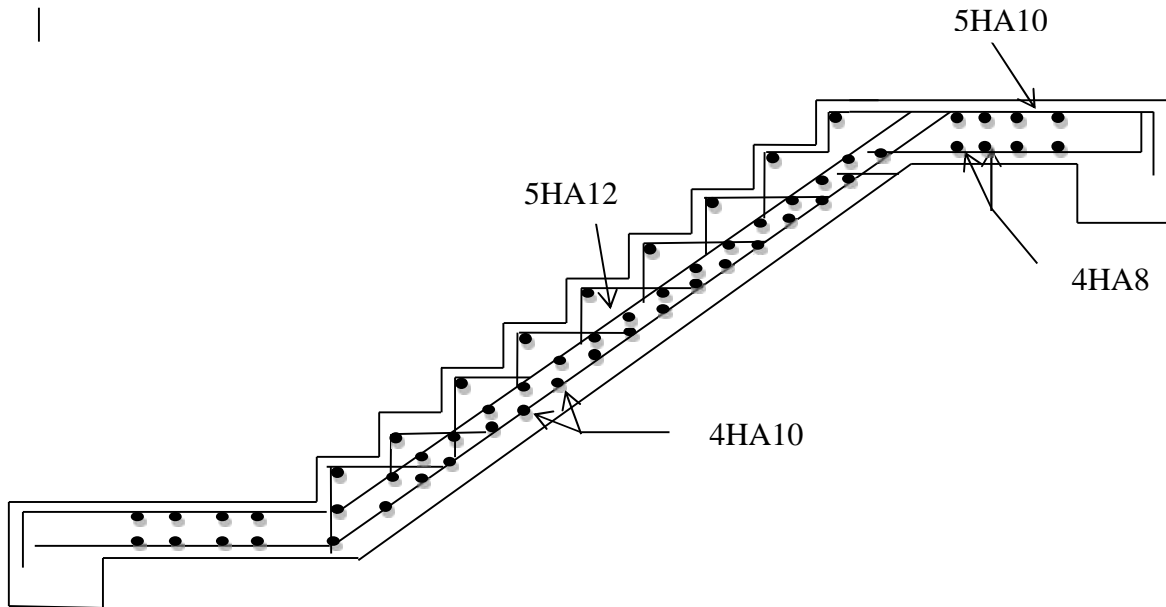


Figure III 24: Schéma de ferrailage d'escalier

III-1 Etude de la poutre palière

La poutre palière c'est une poutre rectangulaire de section (bxh) semi encastré à ses extrémités.

III -5-1 Pré dimensionnement**- Hauteur de la poutre**

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

H_t : hauteur de la poutre.

$$\frac{L}{1} \quad h_t \quad \frac{L}{1} \quad \longrightarrow \quad \frac{3}{1} \quad h_t \quad \frac{3}{1} \quad \longrightarrow \quad 26.33 \quad h_t \quad 39.5$$

On adopte $h_t = 35$.

- Largueur de la poutre

$$0.4h_t \quad b \quad 0.7h_t \quad \longrightarrow \quad 12 \quad b \quad 21$$

On adopte $b = 25$ cm.

• Vérification des conditions de RPA (Art.7.4.1/RPA99)

$$h_t = 35\text{cm} \quad 25\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25\text{cm} \quad 20\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \quad 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière est de dimension $(b \times h) = (25 \times 35)$

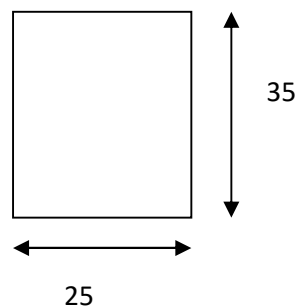


Figure III.25: section de la poutre

III -5-2 Détermination des charges et surcharges

- Poids propre de la poutre: $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 1 = 2.1875 \text{ KN/m}$
- Réactions d'appuis de palier : à L'ELU: $R_u = 49.2 \text{ KN}$
- Réactions d'appuis de palier : à L'ELS: $R_s = 35.43 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ [KN/m]}$.

- **Combinaison des charges et surcharges**

$$\text{A L'E} : q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 2.1875 + 49.2 = 52.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A 'E} : q_s = G + R_s = 2.1875 + 35.43 = 37.6175 \text{ KN/ml}$$

III -5-3 Calcul à L'ELU :**1. Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{52.15 \times 3.95}{2} = 102.996 \text{ KN}$$

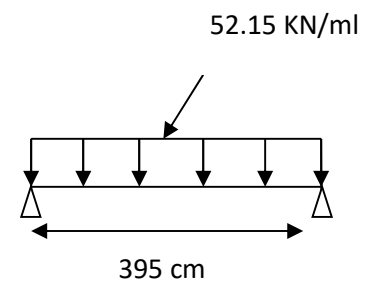
2. Calcul des moments isostatiques :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{52.15 \times 3.95^2}{8} = 101.7 \text{ KN.m}$$

3. Moment corrigé :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_m = -0.3 \times 101.7 = -30.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_m = 0.85 \times 101.7 = 86.445 \text{ KN.m}$$



- Diagramme effort internes à l'ELU

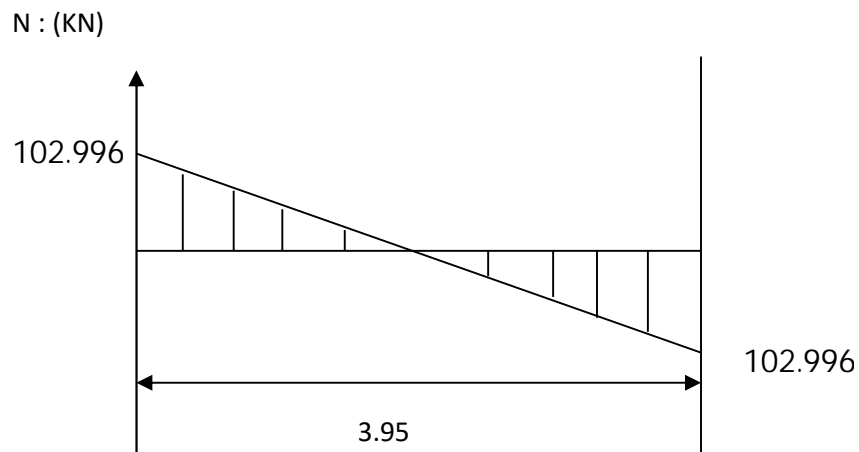


Figure III.26: Diagramme les efforts tranchants

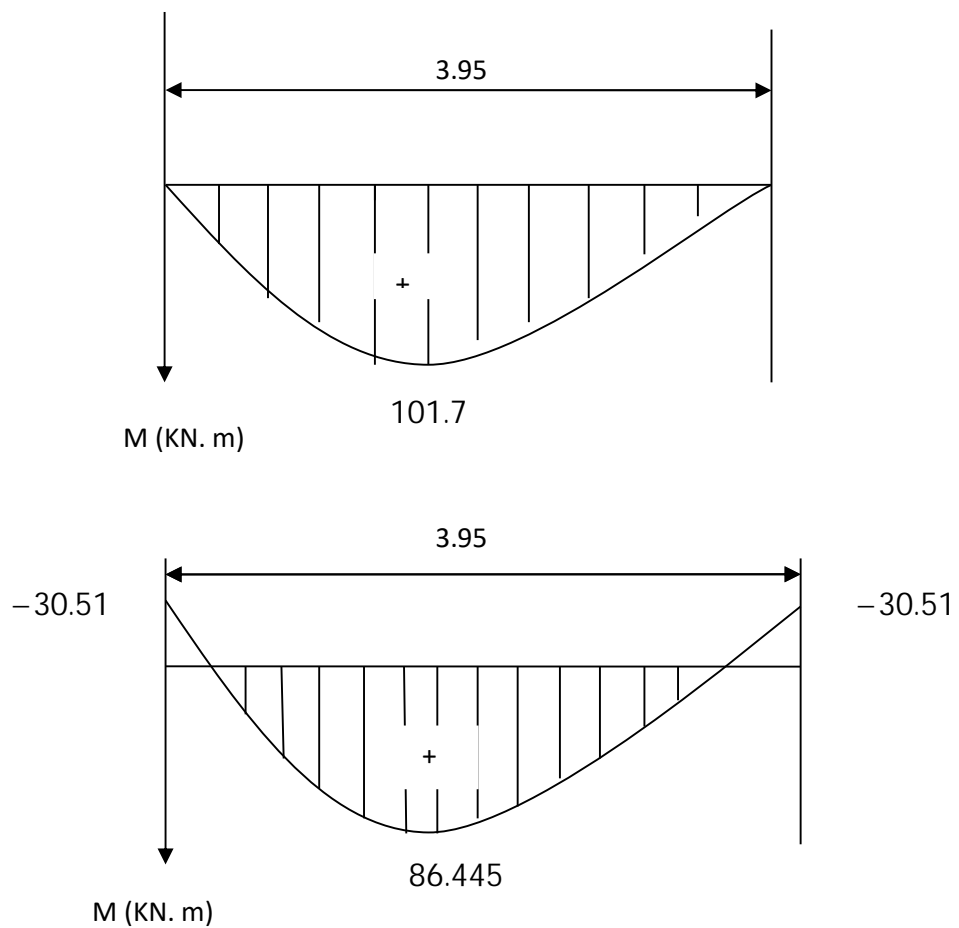


Figure III.27: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à l'ELU

III -5-4 Ferrailage à ELU :

- **Les armatures longitudinales :**

- ❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b^2 f_b} = \frac{8.4 \times 10^3}{2 \times 3^2 \times 1.2} = 0.223 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.223 \longrightarrow \beta = 0.873$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \sigma_s} = \frac{86.445 \times 10^3}{0.873 \times 33 \times 348} = 8.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$S : A_s = 5 = 1.0 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b^2 f_b} = \frac{3.5 \times 10^3}{2 \times 3^2 \times 1.2} = 0.0789 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0789 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \sigma_s} = \frac{30.51 \times 10^3}{0.964 \times 33 \times 348} = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$S : A_s = 3 = 3.3 \text{ cm}^2$$

III -5-5 Vérification a L'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)**

$$A_m = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t_c}}{f_e}$$

$$A_m = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_m = 0.996 \text{ cm}^2 > A = 3.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

- En travée : $A_m = 0.996 \text{ cm}^2 > A = 10.05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1.3 BAEL91) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau = \tau_{t_c} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot u_i}$$

Contrainte d'adhérence.

- Contrainte limite d'adhérence.

❖ **Appuis** : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- u_j : Sommes des périmètres utiles des barres.
- $n. . = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$

$$s = \frac{1.9 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 113.04} = 3.058 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Travée** : $3HA14 = 10.05 \text{ cm}^2$

- u_j : Sommes des périmètres utiles des barres.
- $n. . = 5 \times 3.14 \times 16 = 251.2 \text{ mm}$

$$s = \frac{1.9 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 251.2} = 1.38 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL91) :**

$$u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$u = \frac{102.996 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.248 \text{ MPA}$$

$$\overline{u} = \min\left(\frac{0.15f_c}{b}; 4\text{MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$u = 1.01 \text{ MPA} < \overline{u} = 2.5\text{MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence de L'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3 BAEL91) :**

❖ **Influence sur le béton :**

On doit Vérifier que $T_u^m \leq \overline{T}_u$

$$\overline{T}_u = 0.4 \frac{f_c \times b \times a}{b}$$

Avec : $a = 0,9d = 29.7 \text{ cm}$

$$\overline{T}_u = \frac{0.4 \times f_c \times a \times b}{b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.297 \times 0.25}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 102.996 \text{ KN} \leq \overline{T}_u = 495 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que : $A_u \leq \frac{s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9xd} \right)$

$$A_u \leq \frac{1.1}{4} \left(102.996 - \frac{3.5}{0.9} \right) = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.92\text{cm}^2 \leq 0.29\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III -5-6 Calcul des armatures transversales :

$$t = \min \left\{ 1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10; 10; 25\} = 10 \text{ mm}$$

Donc on prend : $t = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte : $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres : (Art A.7.5.22 RPA2003) :**

- **En zone nodale**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12; 30 \right\} = \{7.5; 16.8; 30\} = 7.5 \text{ cm} \text{ On prend : } S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Quantité des armatures transversales minimales :**

$$A_m = 0.003 S_t \times b$$

$$A_m = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 1.125 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III -5-7 Calcul à L'ELS

- **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_s = 2.1875 + 35.43 = 37.617 \text{ KN/ml}$$

1. **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{37.617 \times 3.95}{2} = 74.29 \text{ KN}$$

2. **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{37.617 \times 3.95^2}{8} = 73.36 \text{ KN.m}$$

3. **Moment corrigé :**

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0.3 M_m = -0.3 \times 73.36 = -22.008 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_m = 0.85 \times 73.36 = 62.35 \text{ KN.m}$$

- Diagramme effort internes à l'ELS

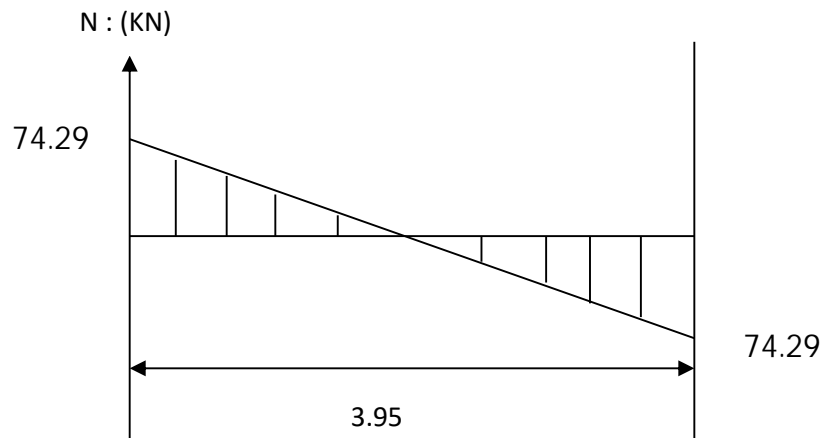


Figure III.28: Diagramme les efforts tranchants

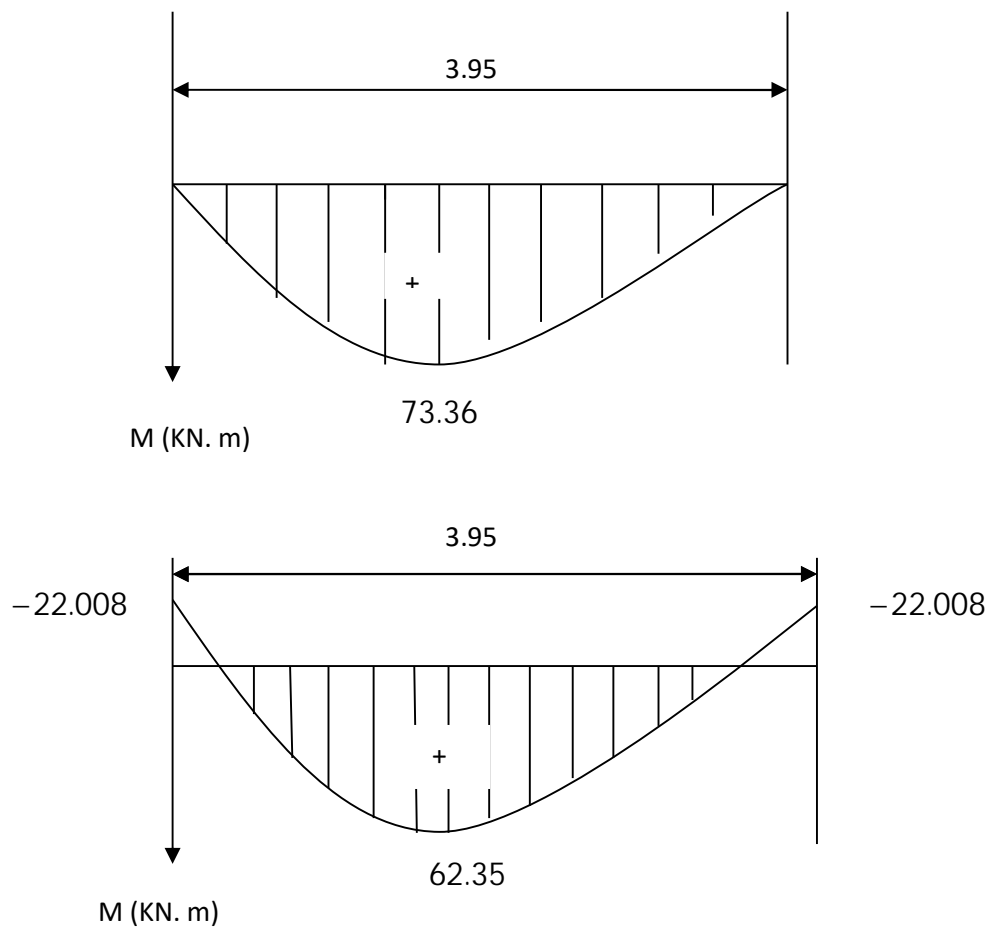


Figure III.29: Diagramme de moments fléchissant avants et après correction à l'ELS

III -5-8 La vérification à L'ELS• Vérification des contraintes1. Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \quad \overline{\sigma_s}$$

❖ Aux appuis :

$$= \frac{1}{b \times d} \times A = \frac{1}{2 \times 2} \times 3.3 = 0.484$$

$$= 0.484 \longrightarrow \alpha_1 = 0.895 \longrightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\alpha_1 \times d \times A} = \frac{22.008 \times 10^3}{0.895 \times 33 \times 3.39} = 219.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 219.8 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ En travée

$$= \frac{1}{b \times d} \times A = \frac{1}{2 \times 3} \times 1.0 = 1.22$$

$$= 1.22 \longrightarrow \alpha_1 = 0.851 \longrightarrow K_1 = 18.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\alpha_1 \times d \times A} = \frac{62.35 \times 10^3}{0.851 \times 33 \times 10.05} = 220.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 220.91 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Contrainte dans béton:

$$\sigma_b \quad \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$b = \frac{s}{K_1}$$

- Aux appuis :

$$b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.8}{32.62} = 6.738 \text{ MPa}$$

$$b = 6.738 \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En travée

$$b = \frac{s}{K_1} = \frac{220.91}{18.56} = 11.9$$

$$b = 11.9 \quad \frac{1}{b} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche (Art.B.6.52 BAEL 91)

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

$$\frac{h}{l} \quad \frac{1}{1} \longrightarrow \frac{h}{L} = \frac{3}{3} = 0.082 \quad \frac{1}{1} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \quad \frac{M_t}{1 \times M_0} \longrightarrow \frac{h}{L} = 0.082 \quad \frac{M_t}{1 \times M_0} = \frac{6.3}{1 \times 7.3} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \quad \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{1.0}{2 \times 3} = 0.001 \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{4} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

- Appuis : **3** = **3.3 cm²**
- Travée : **5HA 16 = 10.05 cm²**
- Armatures transversales : **HA8**

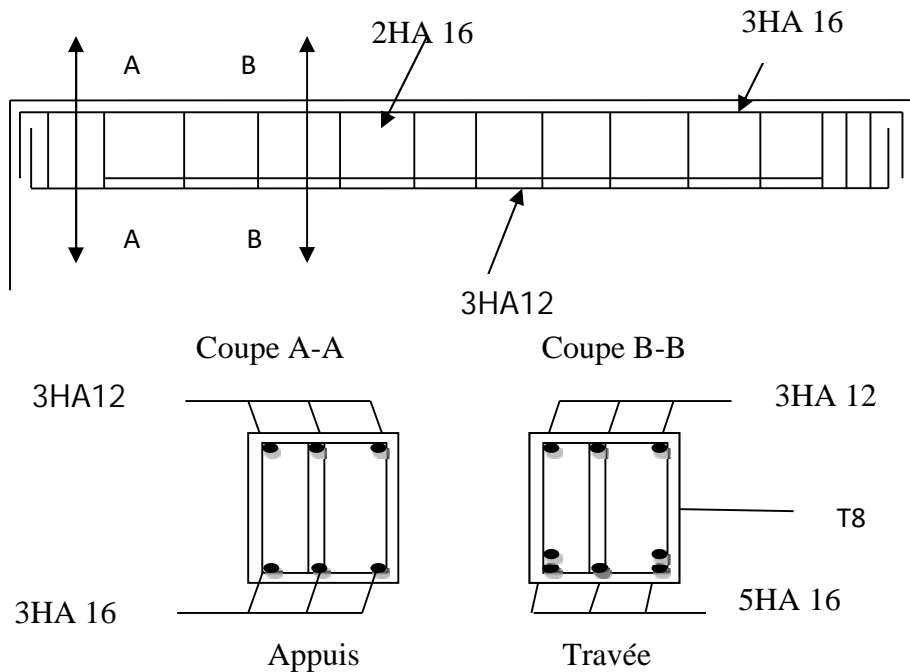


Figure III.30: ferrailage de la poutre palière

III -6 Calcul de la salle machine

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), un ascenseur a été prévu.

III -6-1 Définition de l'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1.1 \times 1.25) = 1.375 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

III -6-2 Pré dimensionnement

❖ Épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{110}{30} = 3.7 \text{ cm}$$

Selon le RPA 2003 l'épaisseur minimal de la dalle pleine est : **1 c**

D'où : on prend l'épaisseur **h₀ = 15cm.**

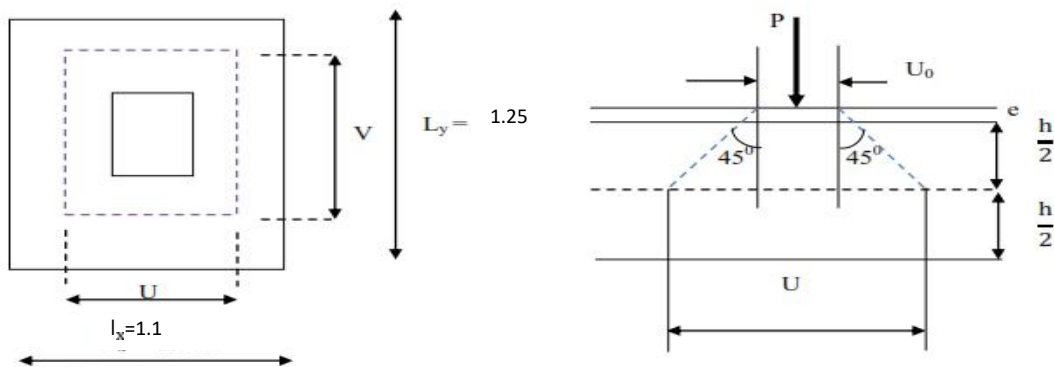


Figure III.31: repartition de la charge localisée sur la dalle

$$U = U_0 + 2 e + h_t$$

$$V = V_0 + 2 e + h_t$$

Avec :

- U_0, V_0 côté du rectangle sur lequel agit la charge P avec $(U_0, V_0 = 80 \text{ cm})$
- $= 1$ car le revêtement est en béton
- Épaisseur de la dalle $h_t = 15 \text{ cm}$.
- Épaisseur du revêtement $e = 5 \text{ cm}$.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

- **Calcul de ρ :**

$$= \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.1}{1.25} = 0.88$$

$$0.4 = \frac{I_x}{I_y} = 0.88 < 1 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec ν coefficient de poisson $\nu = 0 \rightarrow \mathbf{E}$

$$\nu = 0.2 \rightarrow \mathbf{E}$$

- **Combinaison des charges**

$$P = 9t = 90 \text{ KN} \quad ; \quad p_u = 1.35 \times q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$G_d = b \times h_0 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/m}^2.$$

- 1. Calcul à L'ELU : ($\nu = 0$) :**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{110} = 0.95 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{125} = 0.84$$

A partir des abaques de PIGEAUD après interpolation :

$$\text{Donc : } \mathbf{M_1 = 0.0} \quad ; \quad \mathbf{M_2 = 0.0}$$

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2) = PM_1 = 121.5 \times 0.055 = 6.68 \text{ KN.M}$$

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1) = PM_2 = 121.5 \times 0.043 = 5.22 \text{ KN.M}$$

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

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

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{On a } = 0.9 \longrightarrow \mu_x = 0.0456 \longrightarrow \mu_y = 0.77$$

$$M_x = 0.0456 \times 6.5625 \times (1.1)^2 = 0.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.778 \times 0.36 = 0.28 \text{ KN.m}$$

• **Les moments globaux :**

$$M_x = M_x + M_x = 6.68 + 0.36 = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y + M_y = 5.22 + 0.28 = 5.5 \text{ KN.m}$$

III -6-3 Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 6 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 4.68 \text{ Kn.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3M_x = -2.112 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_x = -1.65 \text{ KN.m}$$

III -6-4 Ferraillage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

1. sens x-x :

$$b=100\text{cm} \quad d=13\text{cm} \quad c=2\text{cm}$$

❖ **En travée :**

$$M_x^t = 6 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_b} = \frac{6 \times 10^6}{1 \times 100^2 \times 1.2} = 0.025 < 0.392 \longrightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0.025 \longrightarrow = 0.987 .$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{.d. s} = \frac{6 \times 10^4}{0.987 \times 130 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4 \quad = 2.0 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 2$

❖ **Aux appuis**

$$M_a^t = 2.112 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^t}{b.d^2.f_b} = \frac{2.1 \times 10^6}{1 \times 100^2 \times 1.2} = 0.009 < 0.392 \longrightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0.009 \longrightarrow = 0.995 .$$

$$A_x^t = \frac{M_a^t}{.d. s} = \frac{2.112 \times 10^4}{0.995 \times 130 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4 = 2.0 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 2$

2. Sens y-y :

❖ En travée :

$$M_x^t = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_b} = \frac{4.6 \times 10^6}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.02 < 0.392 \longrightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0.02 \longrightarrow = 0.990 .$$

$$A_x^t = \frac{M_y^t}{.d. s} = \frac{4.68 \times 10^4}{0.990 \times 130 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4 = 2.0 \text{ m}^2 \longrightarrow S_t = 2$

❖ Aux appuis:

$$M_a^t = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^t}{b.d^2.f_b} = \frac{1.6 \times 10^6}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.007 < 0.392 \longrightarrow \text{SAA}$$

$$\mu_b = 0.00 \longrightarrow = 0.997 .$$

$$A_x^t = \frac{M_a^t}{.d. s} = \frac{1.65 \times 10^4}{0.997 \times 130 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4 = 2.0 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_t = 2$

III -6-5 Vérification a l'ELU

- Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91) :

1. Sens x-x

$$A_x = \frac{A_x}{b \times h} = \frac{(3 -)}{2} \times b \times h$$

Avec :

A_x : la section des armatures

$b.h$: section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = 0.8 \times 10^{-3} \times \frac{(3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2.$$

- en travée ; $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_x \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

- sur appuis ; $A_t = 4HA8 = 2.01 \quad A_x \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

2. Sens y-y :

$$y = \frac{A_y}{b \times h} \quad \omega_0$$

$$A_y = y \times b \times h$$

$$A_y = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- en travée ; $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_x \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

- sur appuis ; $A_t = 4HA8 = 2.01 \quad A_x \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Diamètre des barres**

On doit vérifier que : $m = \frac{h}{1} = \frac{1}{1} = 15m$

$m = 15mm = 8mm \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

• **Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)**

L'espace entre les barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

La direction la plus sollicitée :

$S_t = 25cm \quad \min(2h : 33cm) = 30cm \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

La direction la moins sollicitée :

$S_t = 25cm \quad \min(3h : 45cm) = 45cm \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Condition de non poinçonnement (ART A.5.2.42/BAEL)**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée : $p \quad Q_u = 0.045 \mu_c h \frac{f_c}{\gamma_b}$.

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre de contour.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420cm$$

$$Q_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5KN$$

On a $P=121.5 \text{ KN} < Q_u = 472.5 \text{ KN}$ \longrightarrow **Condition vérifiée,**

Donc les d'armatures transversales ne pas nécessite.

- **vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^m}{b \cdot d} < 0.07 \frac{f_c}{\gamma_b}$

Au milieu de L_y :

$$T_u = \frac{p}{2L_y + L_x} = \frac{1.5}{(2 \times 1.2) + 1.1} = 33.75 \text{ KN}$$

Au milieu de L_x :

$$T_u = \frac{p}{3L_y} = \frac{121.5}{3(1.25)} = 32.4 \text{ KN}$$

$$\text{Donc, } \tau_u = \frac{3.7 \times 10^3}{1.1} = 0.26 \text{ MPA}$$

$$0.07 \frac{f_c}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{2}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ Mpa} < 1.17 \text{ M} \longrightarrow \text{c i v é e}$$

2. Calcul l'ELS : (v = 0.2)

- **Moment engendré par le système de levage :**

$$M_x = P_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P_s(M_2 + \nu M_1)$$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_x = (0.055 + 0.2 \times 0.043) \times 90 = 5.724 \text{ KN.m}$$

$$M_y = (0.043 + 0.2 \times 0.055) \times 90 = 4.86 \text{ KN.m}$$

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$= 0.9 \quad \mu_x = 0.0456 \quad \mu_y = 0.778$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0456 \times 4.75 \times 1.1^2 = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.26 \times 0.778 = 0.2 \text{ KN.m}$$

- **Les moments globaux :**

$$M_x = M_x + M_x = 5.72 + 0.26 = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y + M_y = 4.86 + 0.2 = 5.06 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85M_x = 5.083 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 3.98 \text{ Kn.m}$$

❖ Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.3M_x = -1.9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_x = -1.51 \text{ KN.m}$$

III -6-1 Vérification à l'ELS

Ñ **Vérification contrainte de compression dans le béton et dans l'acier :**

1. **Sens x-x :**

❖ **En travée :** $M_x^t = 5.083 \text{ K . m}$

➤ dans l'acier

$$1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$1 = 0.155 \longrightarrow 1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$s = \frac{M_t}{1 \times d \times A_s} = \frac{5.083 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 208.05 \text{ MPA}$$

$$s = 208.05 \text{ MPA} \quad \bar{s} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ dans le béton :

$$\bar{s} = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$b = \frac{s}{k_1} = \frac{208.05}{61.92} = 3.36 \text{ MPA}$$

$$b = 3.36 \quad \bar{b} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

Ñ dans l'acier

$$1 = \frac{100A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$1 = 0.155 \longrightarrow 1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$s = \frac{M_t}{1 \times d \times A_s} = \frac{1.9 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 77.76 \text{ MPA}$$

$$s = 77.76 \text{ MPA} \quad \bar{s} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ñ dans le béton :

$$\bar{s} = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$b = \frac{s}{k_1} = \frac{77.74}{61.92} = 1.256 \text{ MPA}$$

$$b = 1.256 \quad \bar{b} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. **Sens y-y :**

➤ **En travée :** $M_x^t = 3.98 \text{ K} \cdot \text{m}$

$$\bar{\eta} \text{ dans l'acier}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \rho_1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$s = \frac{M_t}{\rho_1 \times d \times A_s} = \frac{3.98 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 163 \text{ MPA}$$

$$s = 163 \text{ MPA} \quad \bar{s} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\bar{\eta}$ **dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{s}{k_1} = \frac{163}{61.92} = 2.645 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_b = 2.645 \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$\bar{\eta}$ **dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \rho_1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$s = \frac{M_t}{\rho_1 \times d \times A_s} = \frac{1.51 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 61.8 \text{ MPA}$$

$$s = 61.8 \text{ MPA} \quad \bar{s} = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\bar{\eta}$ **dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_c = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{s}{k_1} = \frac{61.8}{61.92} = 1 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

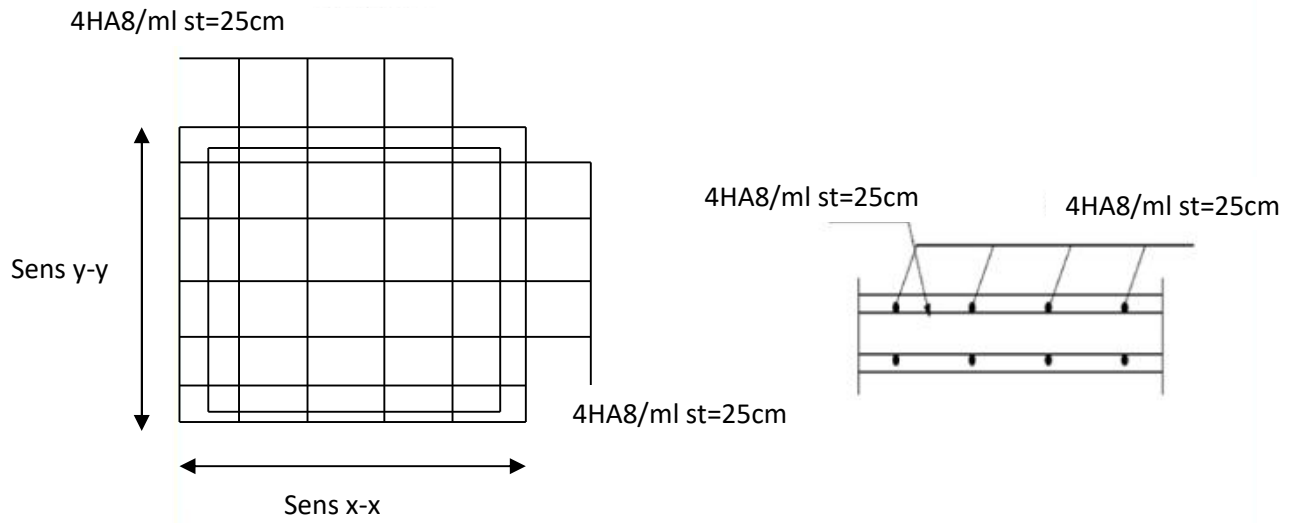


Figure III.32: les schémas de ferrailage de la dalle de salle Machine dans les deux sens

Chapitre IV

Modélisation et vérification des exigences du RPA

Introduction

Après avoir prédéfini notre structure, nous procédons à la modélisation de notre bâtiment en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV-1 Manuel d'utilisation de l'etabs

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS.

- **Méthode de calcul :**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

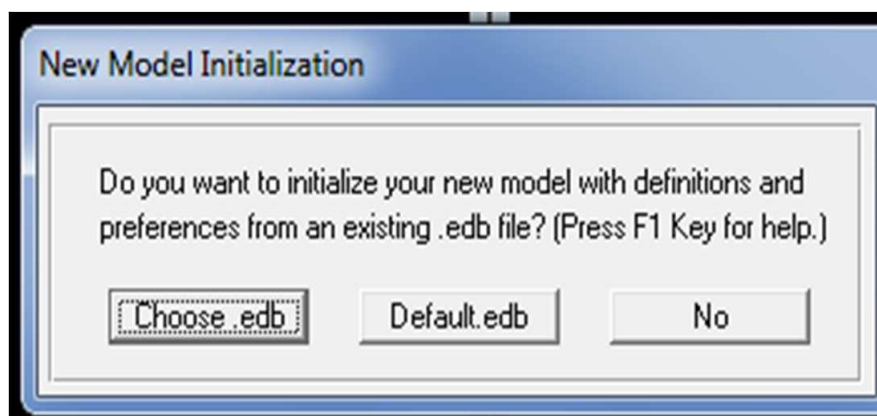
- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre calcul se fait par la méthode d'analyse modale spectrale. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **les étapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation sont comme suit :

A. Introduction de la géométrie de l'ouvrage :



➤ Choix de l'unité

Choisir un système d'unités pour la saisie des données **KN.m**

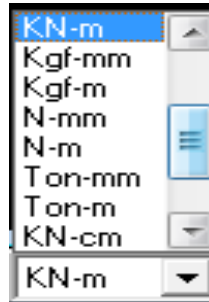


Figure IV 1 : Choix de l'unité

➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

On clique sur : **File** → **New Model** → **Default.edb**



Figure IV 2 : Introduction des données générales.

Introduire les caractéristiques des structures :

On clique sur: **Custom Grid Spasing** → **Edit Grid**

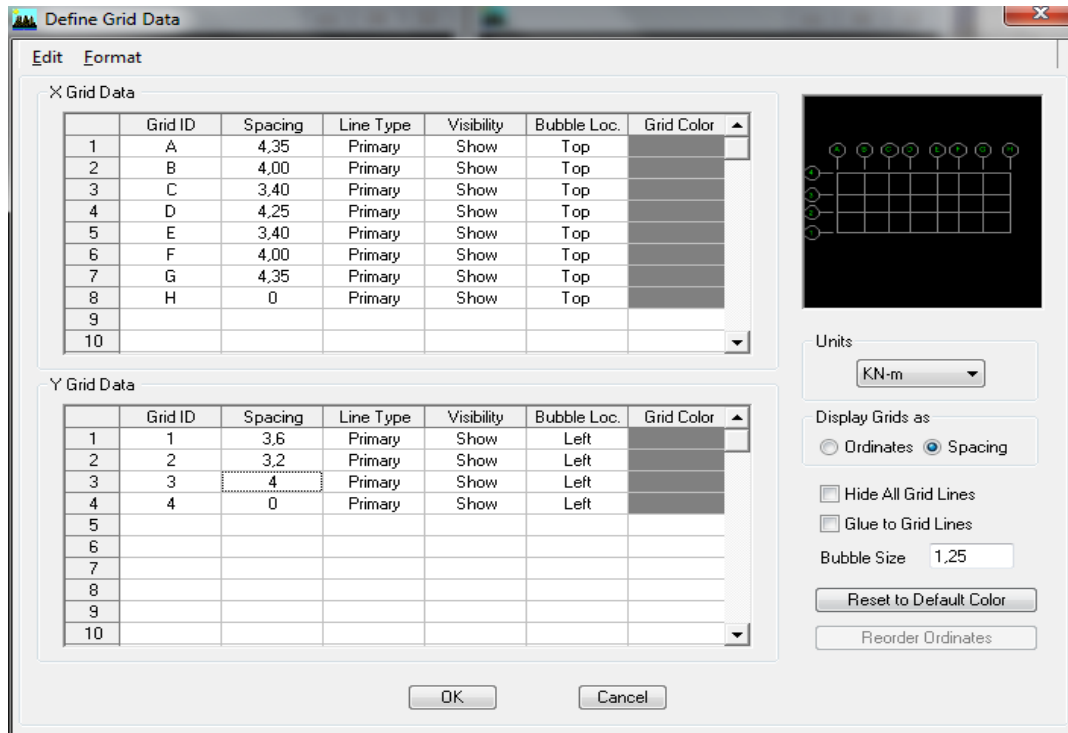


Figure IV 3 : les longueurs des travées dans les deux sens X et Y

On clique sur: **Custom Grid Spacing** → **Edit Story Data**

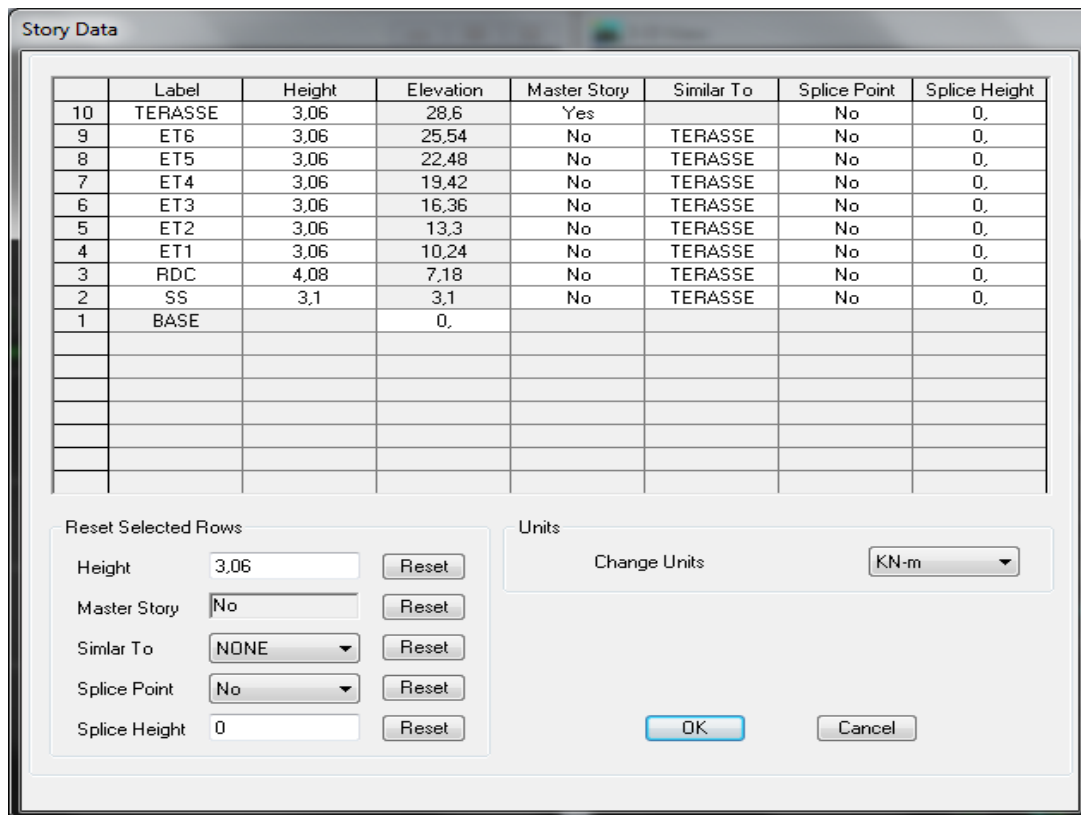


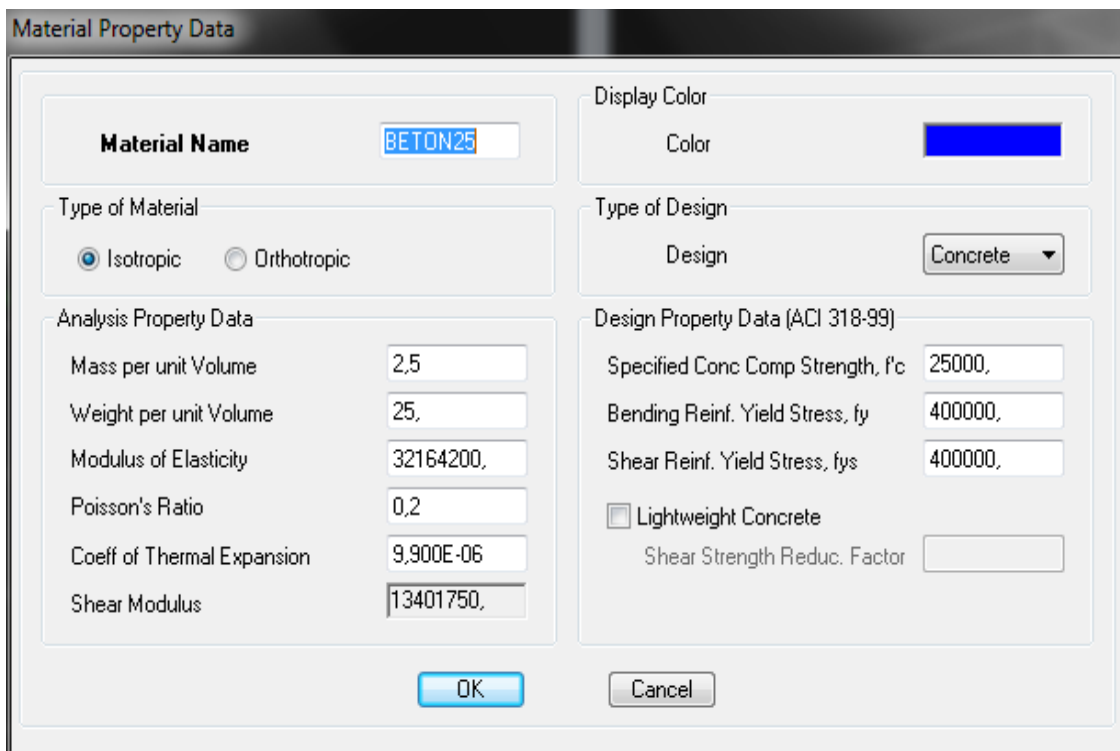
Figure IV 4 : Hauteur d'étage

B. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur: **Define** → **Material Properties**  → **Modify/Show Material**

On introduit :

- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours
- Limite élastique de l'acier longitudinal
- Limite élastique de l'acier transversal



The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	BETON25
Display Color	Color (Blue)
Type of Material	Isotropic (selected), Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	<ul style="list-style-type: none"> Mass per unit Volume: 2,5 Weight per unit Volume: 25, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0,2 Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06 Shear Modulus: 13401750,
Design Property Data (ACI 318-99)	<ul style="list-style-type: none"> Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000, Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000, Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000, <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

Figure IV 5 : Introduction les caractéristiques du béton

C. - Spécification des propriétés géométriques des éléments:

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence les poteaux.

Define → **Frame Sections**  → **Add Rectangular**

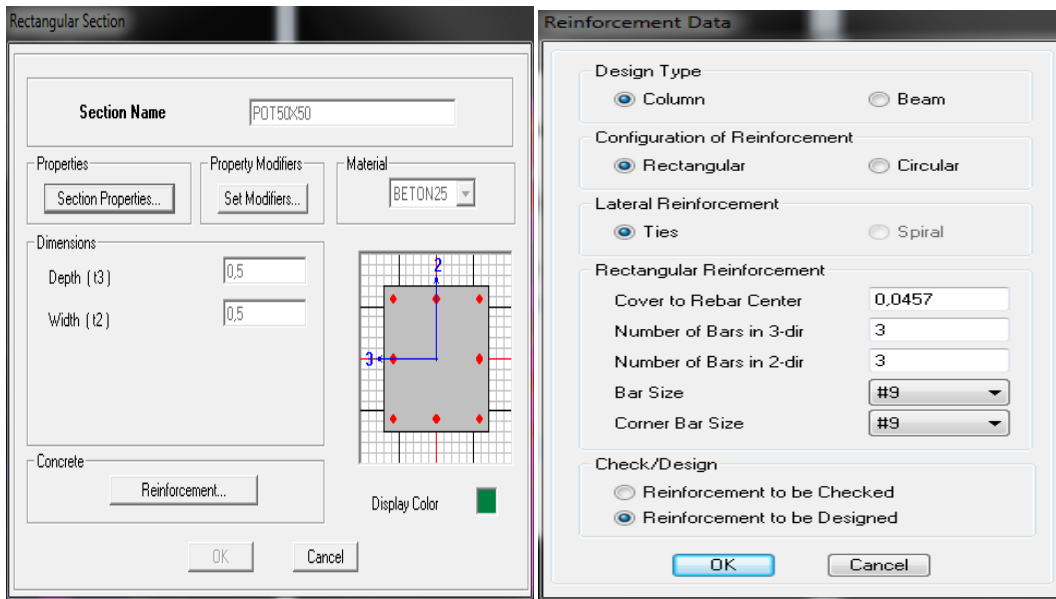


Figure IV 6 : Introduction des caractéristiques des poteaux

On procède de la même manière pour les poutres juste on remplace **Column** par **Beam** :

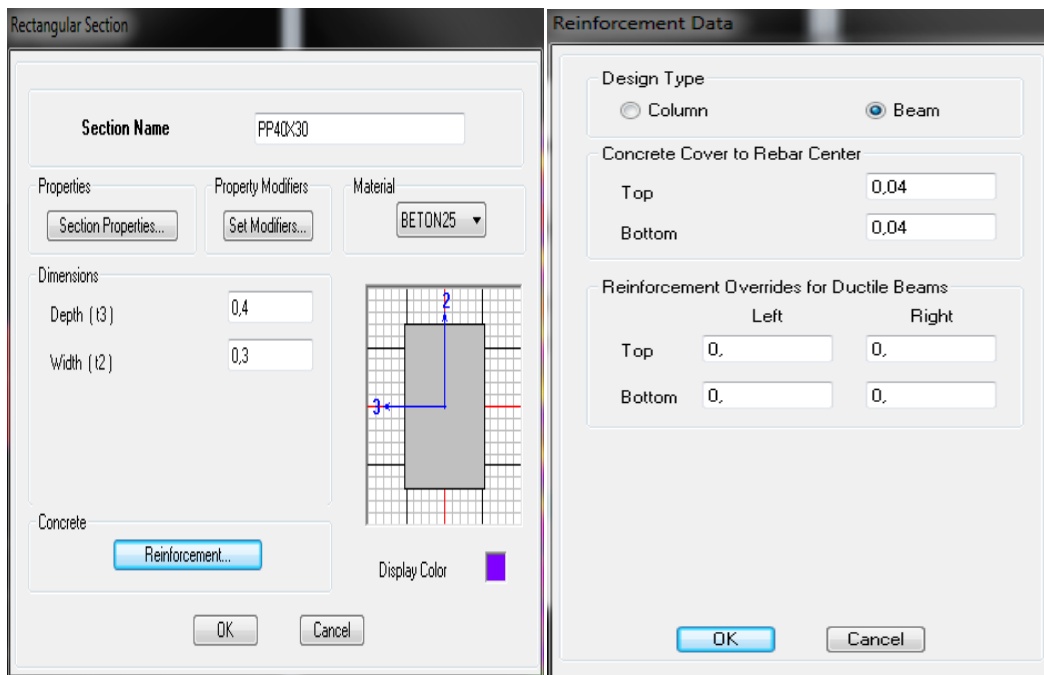
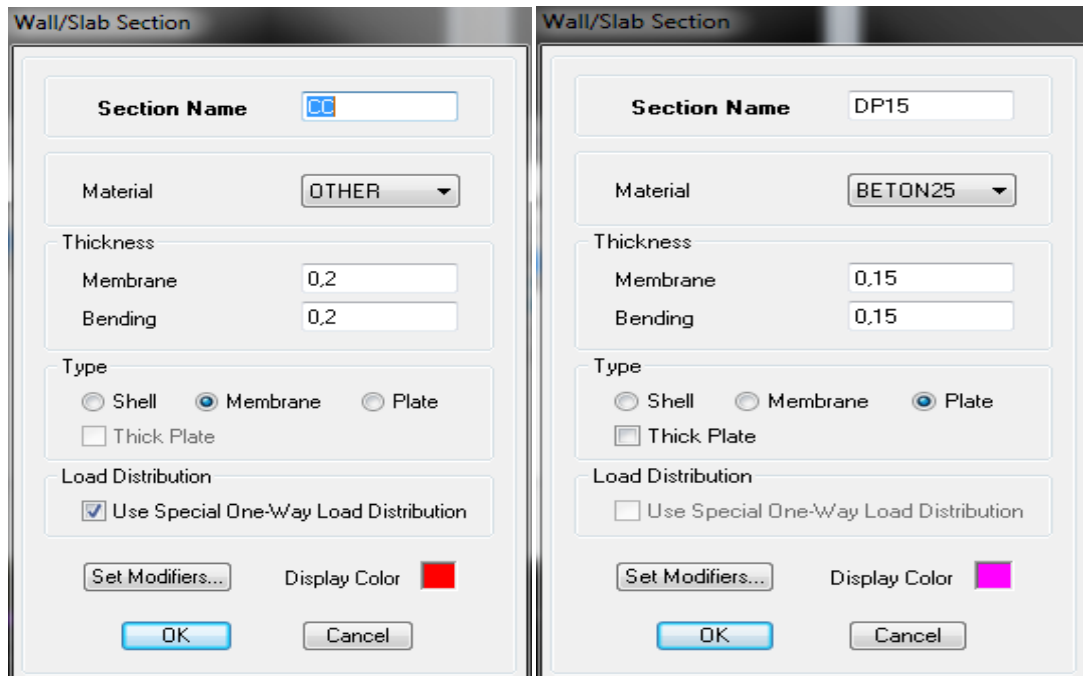


Figure IV 7 : Introduction des caractéristiques des poutres

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

Define → Wall/Slab/Deck sections  → Add New Slab



Mêmes étapes pour les voiles juste on remplace **Add New Slab** par **Add New Wall**:

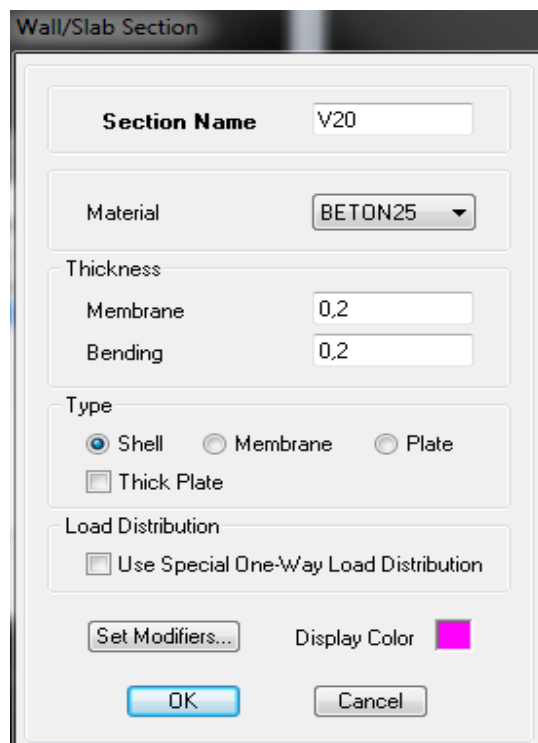






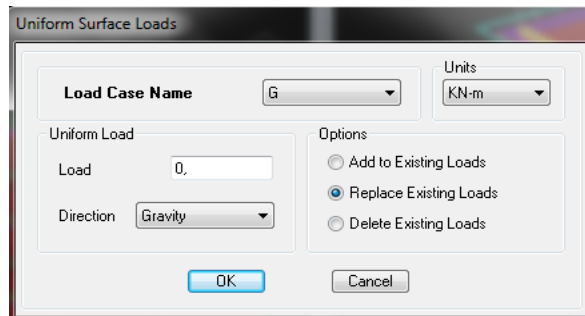
Figure IV 8 : Introduction des caractéristiques des voiles

D. -Dessin des éléments de la structure :

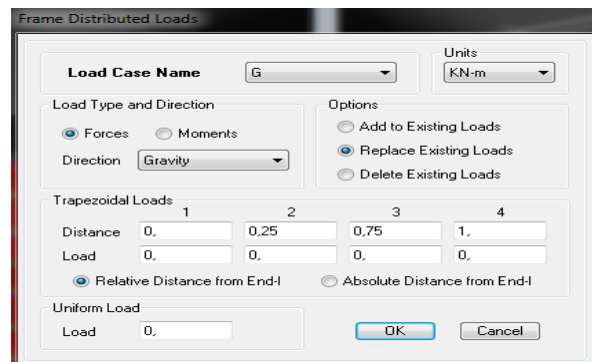
- Les poteaux avec: 
- Les poutres avec: 
- Les plancher avec : 
- Les voiles avec : 

E. définition des charges G, Q :

- Pour charger les dalles : 

**Figure IV 9 : chargement des dalles**

- Pour charger les poutres : 

**Figure IV 10 : chargement des poutres****F. introduire les données sismiques :**

- Zone II: zone moyenne sismicité
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Coefficient de comportement $R = 3.5$ (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques).
- Amortissement : 10 (structure en voiles)
- Site : S_3 (argile moyennement raide)
- Facteur de qualité $Q : Q = 1 + \sum pq = 1.2$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

On clique sur : **Text** → **Enregistrer.**

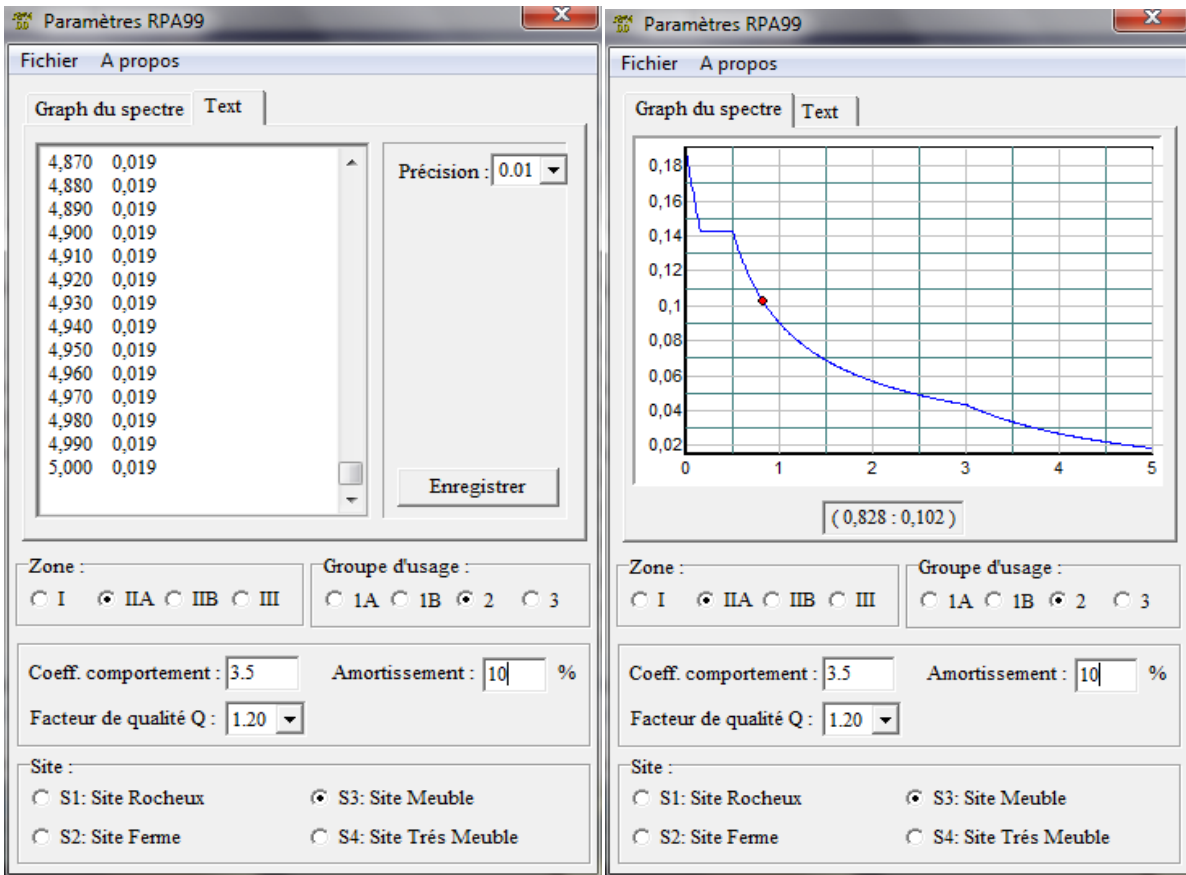


Figure IV 11 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS

On clique sur: **Define** → **Response Spectrum** → **Add Spectrum from File**

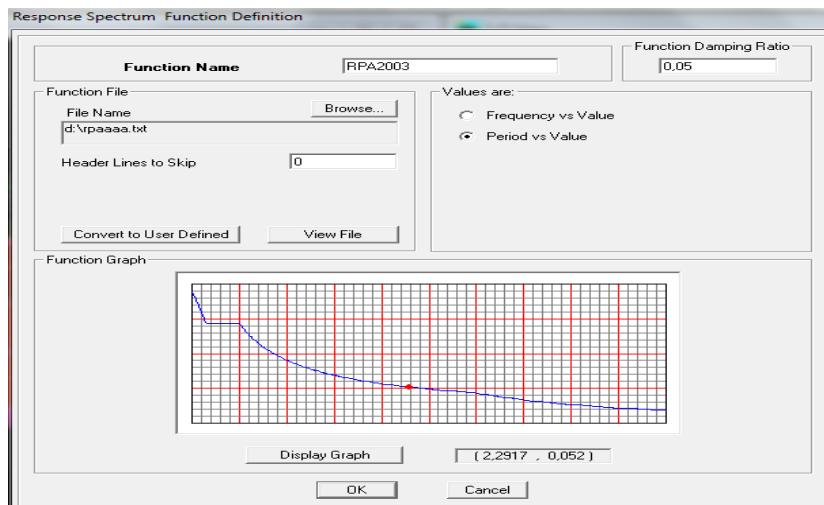


Figure IV 12 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

G. Définition de la charge sismique E :

On clique sur: **Define** → **Response Spectrum Cases**  → **Add Spectrum from File**

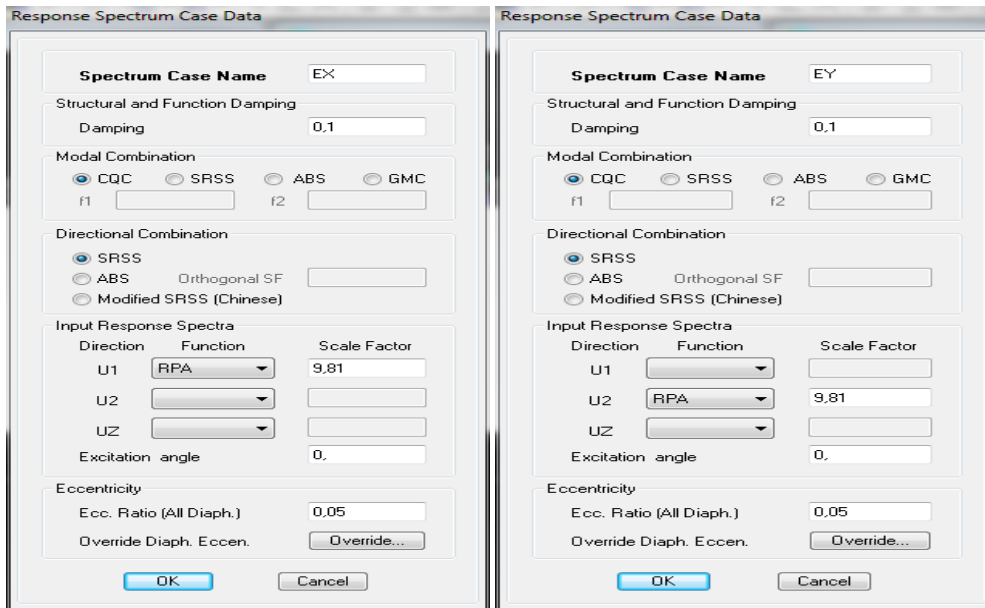


Figure IV 13 : Introduction des charges sismiques pour les deux directions principales

H. Introduction des combinaisons d'action :

- **Combinaisons aux états limites BAEL91**
 - ELU $1,35G + 1,5Q$
 - ELS $G + Q$
- **Combinaison accidentelles du RPA99/2003**
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

On clique sur: **Define** → **Loads Combinaisons**  **Add new combo**

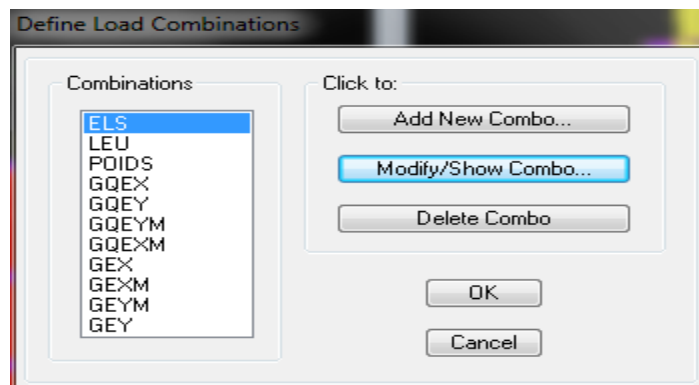


Figure IV 14 : Introduction des combinaisons d'action

I. Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique):

On clique sur: **Define** → **mass source**  → **from loads**

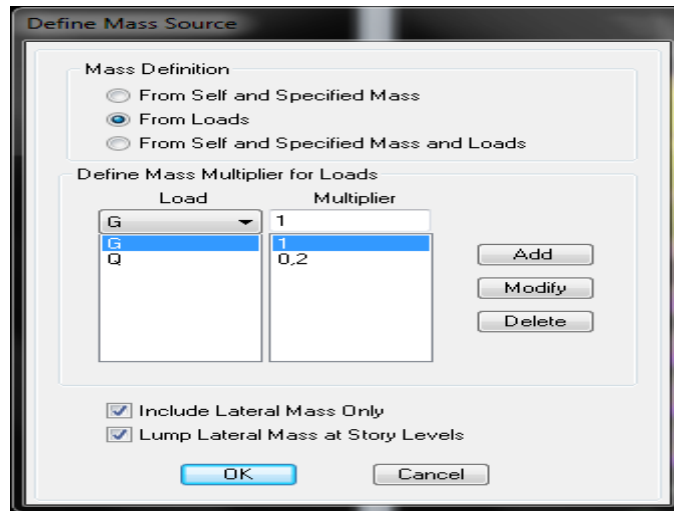


Figure IV 15 : Définir les coefficients de la masse sismique

J. Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure) :

On clique sur: **Assign** → **Joint/point** → **Restraints** 

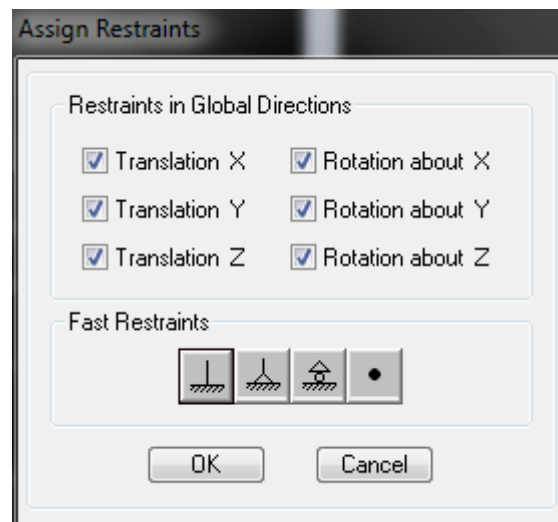


Figure IV 16 : Introduction des types d'appuis

K. Définir les différents diaphragmes

On clique sur: **Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**  → **Add New Diaphragm**

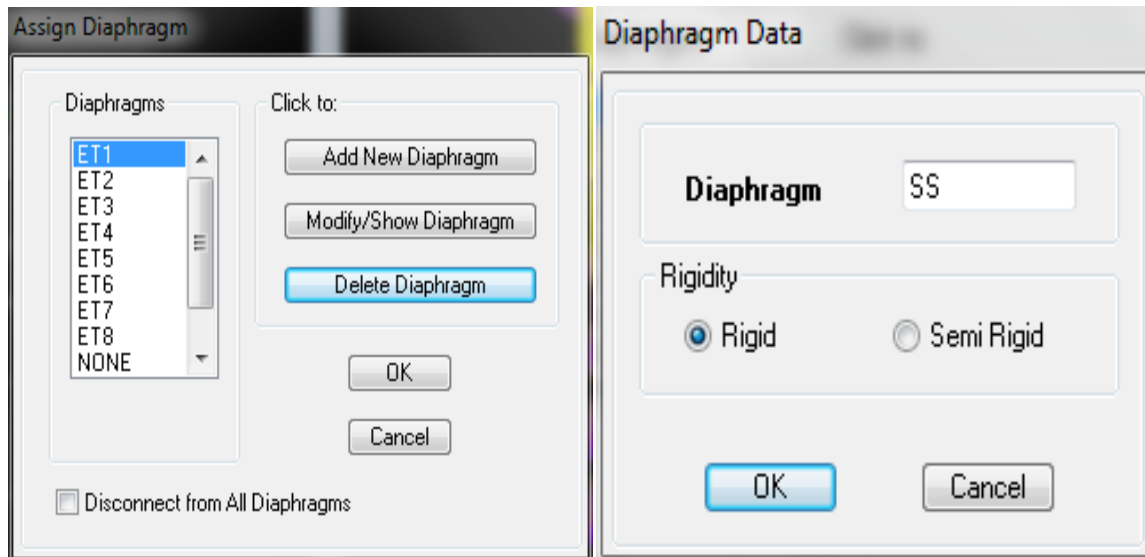
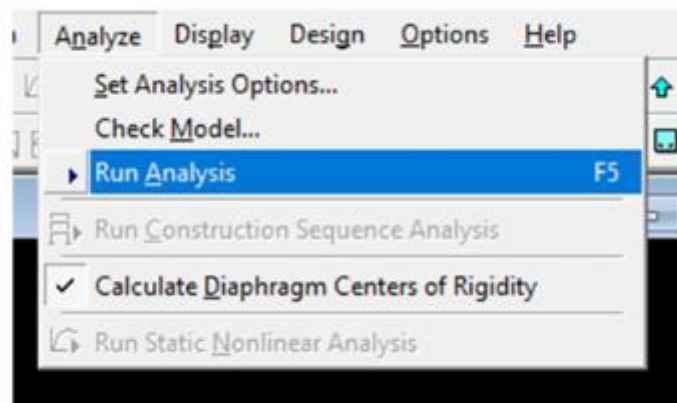


Figure IV 17 : Introduction les diaphragme dans les plancher

L. Analyse de la structure :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.



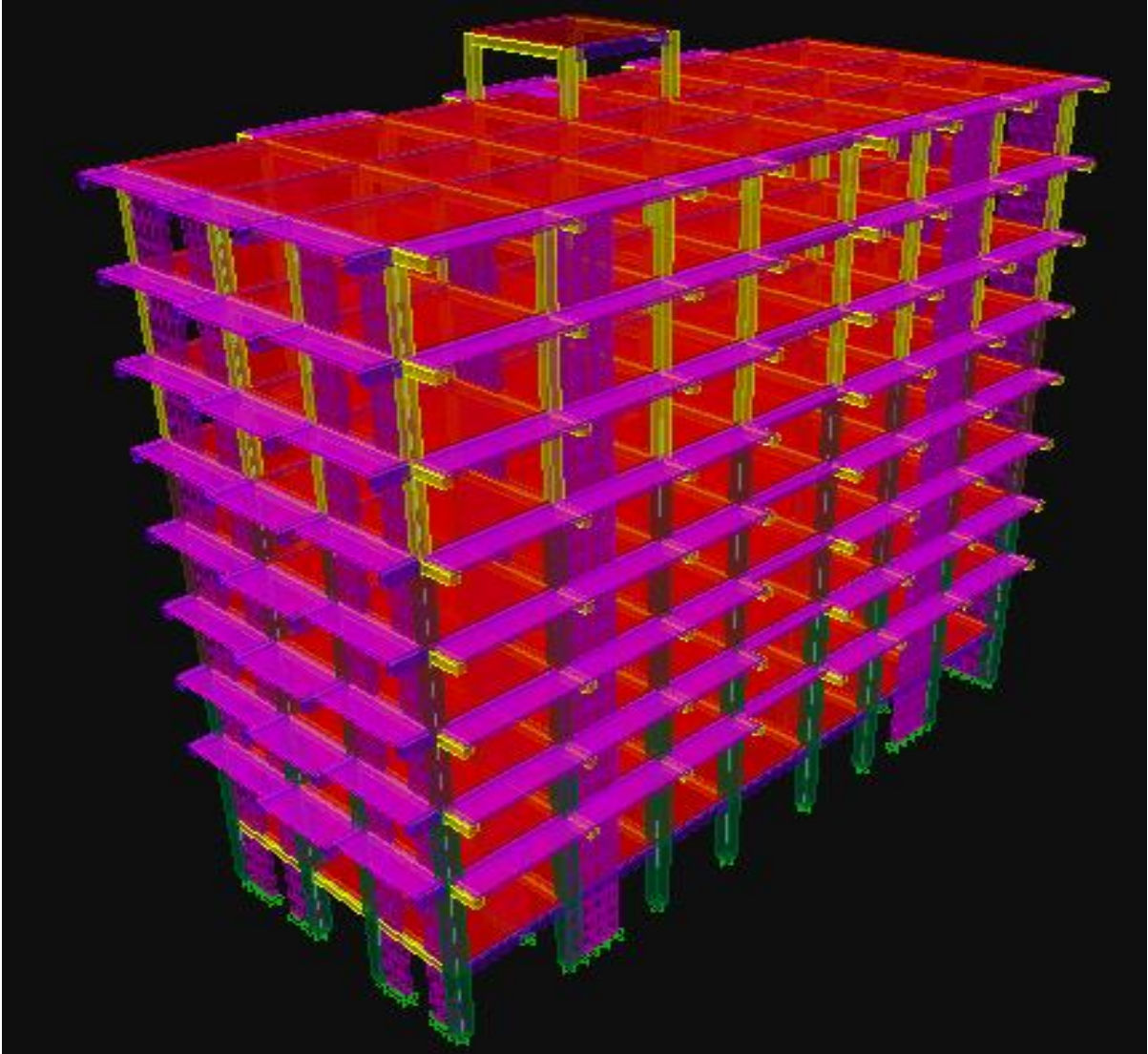


Figure IV 18 : vue en 3D de la structure

IV-2 Vérification les exigences du RPA

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

1. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7) :

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 $\pm 5\% L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : le centre de masse;

C_R : le centre de gravité .

On doit vérifier :

$$|X_{C_M} - X_{C_R}| \leq 5\% L_x.$$

$$|Y_{C_M} - Y_{C_R}| \leq 5\% L_y.$$

Détermination des valeurs de centre de masse et de rigidité par logiciel ETABS :

Suivant les étapes : **Display** → **show table** → **building output** → **centre Masse Rigidity**
puis on définit toutes les combinaisons.

Tableau IV 1 : les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion

Center Mass Rigidity									
Edit View									
Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SS	SS	316,8863	316,8863	13,770	5,426	316,8863	316,8863	13,770
	RDC	RDC	366,9209	366,9209	13,218	5,067	366,9209	366,9209	13,218
	ET1	ET1	344,0342	344,0342	13,187	5,042	344,0342	344,0342	13,187
	ET2	ET2	338,9161	338,9161	13,175	5,037	338,9161	338,9161	13,175
	ET3	ET3	338,9506	338,9506	13,175	5,038	338,9506	338,9506	13,175
	ET4	ET4	333,6461	333,6461	13,164	5,033	333,6461	333,6461	13,164
	ET5	ET5	329,1866	329,1866	13,153	5,029	329,1866	329,1866	13,153
	ET6	ET6	328,1855	328,1855	13,151	5,011	328,1855	328,1855	13,151
	TERRASSE	TERASSES	339,1899	339,1899	13,195	5,330	339,1899	339,1899	13,195
	SALLE MACH	SALLESMA	12,2804	12,2804	13,875	8,800	12,2804	12,2804	13,875

Tableau IV 2: vérification de l'excentricité dans les deux sens X-X et Y-Y.

STORY	XCM	YCM	XCR	YCR	$ XCM - XCR $	$0.05L_x$	$ YCM - YCR $	$0.05L_x$	condition
SS	13,77	5,426	13,794	5,695	-0,024	1.4025	-0,269	0.56	CV
RDC	13,218	5,067	13,416	5,649	-0,198	1.4025	-0,582	0.56	CV
ET1	13,187	5,042	12,99	5,474	0,197	1.4025	-0,432	0.56	CV
ET2	13,175	5,037	12,672	5,306	0,503	1.4025	-0,269	0.56	CV
ET3	13,175	5,038	12,463	5,158	0,712	1.4025	-0,12	0.56	CV
ET4	13,164	5,033	12,331	5,031	0,833	1.4025	0,002	0.56	CV
ET5	13,153	5,029	12,234	4,922	0,919	1.4025	0,107	0.56	CV
ET6	13,151	5,011	12,145	4,825	1,006	1.4025	0,186	0.56	CV
TERRASSE	13,195	5,426	12,046	4,759	1,149	1.4025	0,571	0.56	CV
SALLE MACH	13,875	5,067	13,753	8,657	0,122	1.4025	0,143	0.56	CV

2. Pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4)

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Display → show table → modal information → building modal information → table : modal participating masse ratios .

Tableau IV 3: Pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	0,830487	75,6699	0,1959	75,6699	0,1959	0,2635	99,2285	0,0985
2	0,804811	0,2598	72,5612	75,9297	72,7571	96,8454	0,3270	1,5443
3	0,624262	0,1375	1,9422	76,0672	74,6993	2,4101	0,1087	73,3695
4	0,246544	12,6963	0,0001	88,7635	74,6995	0,0001	0,0566	0,0145
5	0,225954	0,0001	13,5534	88,7636	88,2528	0,1915	0,0001	0,1829
6	0,176566	0,0001	0,1351	88,7637	88,3879	0,0002	0,0025	13,6343
7	0,118194	4,3626	0,0002	93,1263	88,3881	0,0000	0,2151	0,0047
8	0,104576	0,0001	4,1058	93,1264	92,4939	0,2047	0,0000	0,0280
9	0,087634	0,0000	0,5329	93,1264	93,0268	0,0120	0,0000	0,0122
10	0,084892	0,1861	0,0040	93,3125	93,0308	0,0002	0,0005	0,5696
11	0,081864	0,0160	0,0088	93,3285	93,0396	0,0004	0,0002	2,8636
12	0,077242	0,1334	0,0015	93,4619	93,0411	0,0001	0,0014	1,0092

- Le premier mode de vibrations est : **une translation suivant l'axe X-X**
Il mobilise 75.6699% de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**
Il mobilise 72.5612 % de la masse.
- Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure (**A.r.t 4.3.4**).

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **7 modes**

3. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- $h_N = 28.56 \text{ m}$ → hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structures jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

Dans notre cas Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie ($C_T = 0.05$)

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (25.76)^{3/4} = 0.57 \text{ s.}$$

$$1.3 \times 0,57 = 0,74 \text{ s} \leq T_{\text{etabs}} = 0.830$$

D'après (**A.r.t 4.24**) on a dans le 3eme cas : $T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

4. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Les efforts verticaux repris par les voiles et les portiques sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On clique: **View** → **set 3D View**

En suite: **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **ELU**.

En suite: **Draw** → **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following data:

Section Cutting Line Projected Coordinates						
	X		Y			
Start Point	-3,5308		1,1852			
End Point	29,5351		1,2444			

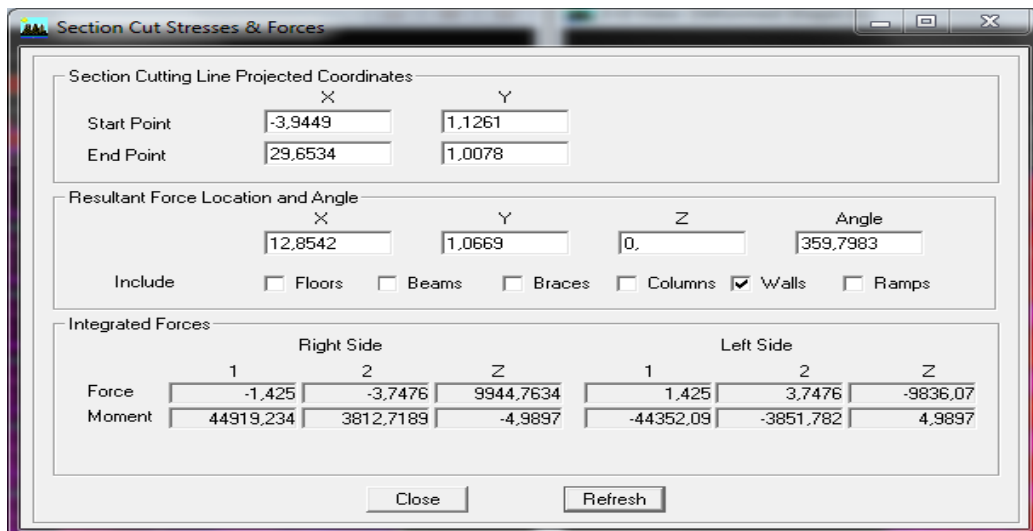
Resultant Force Location and Angle			
	X	Y	Angle
	13,0021	1,2148	0,1025

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-8,451E-10	-2,272E-08	30005,3677	8,451E-10	2,272E-08	-29276,674
Moment	117965,006	-7894,025	-1,387E-09	-114882,27	7322,3277	1,389E-09

Ensuite on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Ensuite on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles

On refait les mêmes étapes pour les charges horizontales juste on sélectionne **EX** après **EY**.

Tableau IV 4: pourcentages des charges verticales et horizontales repris par les voiles

Unité	Forces reprises par les Voiles et les portiques		Forces reprises par les Voiles	
	KN	%	KN	%
EX	2404.6101	100	1538.5344	64
EY	2402.5115	100	1843.9063	76
ELU	30005.3677	100	9944.7634	33

Selon les résultats trouvés, on remarque que les voiles prennent plus de **20%** des forces verticales.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs, dont le coefficient de comportement **R=3.5**

5. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \longrightarrow \text{(Art 4.2.3) RPA2003}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4.1 suivant (**Zone II, groupe d'usage 2**) $\longrightarrow A = 0.15$.
- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

(4.3)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi(\%) = 10 \%$, on a $\eta = 0,76$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) :
Valeurs de T_1 et T_2 :

Site (S3) : $T_1 = 0,15 s$; $T_2 = 0,50 s$

$T_2 \leq T \leq 3,0s$

Donc : $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,46$

- **Q** : facteur de qualité : dont la valeur est donné par la formule :
 $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4.4) RPA.
- **P_q** : est la pénalité à retenir selon les caractères de qualité 'satisfait ou non'. Sa valeur est donnée par le Tableau (4.4) RPA2003.

Tableau IV 5: valeurs pénalités selon les caractères de qualité

Critère q	Sens longitudinales		Sens transversale	
	Observé	P _q	Observé	P _q
condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
control de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Sommes		1.20		1.20

$$Q_x = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$Q_y = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20.$$

- Calcul du poids total de la structure W_t

$$W_t = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec : $\beta=0.2$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en suivant les étapes :

Display → show table (combinaison poids) → building output → building output → Story Shears .

Tableau IV 6: Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	POIDS	Bottom	3952,79	0,00	0,00	0,000	21728,144	-52396,1
ET6	POIDS	Top	6405,67	0,00	0,00	0,000	33298,044	-84340,1
ET6	POIDS	Bottom	7247,24	0,00	0,00	0,000	38294,336	-95741,1
ET5	POIDS	Top	9700,12	0,00	0,00	0,000	49864,235	-127685,1
ET5	POIDS	Bottom	10541,69	0,00	0,00	0,000	54860,527	-139086,1
ET4	POIDS	Top	12994,57	0,00	0,00	0,000	66430,427	-171030,1
ET4	POIDS	Bottom	13940,18	0,00	0,00	0,000	71978,130	-183875,1
ET3	POIDS	Top	16393,06	0,00	0,00	0,000	83548,030	-215819,1
ET3	POIDS	Bottom	17338,67	0,00	0,00	0,000	89095,733	-228663,1
ET2	POIDS	Top	19791,55	0,00	0,00	0,000	100665,633	-260607,1
ET2	POIDS	Bottom	20737,16	0,00	0,00	0,000	106213,336	-273452,1
ET1	POIDS	Top	23190,04	0,00	0,00	0,000	117783,236	-305396,1
ET1	POIDS	Bottom	24251,93	0,00	0,00	0,000	123947,224	-319854,1
RDC	POIDS	Top	26704,81	0,00	0,00	0,000	135517,123	-351798,1
RDC	POIDS	Bottom	28115,98	0,00	0,00	0,000	143685,207	-371010,1
SS	POIDS	Top	30072,32	0,00	0,00	0,000	153930,600	-398154,1
SS	POIDS	Bottom	31127,09	0,00	0,00	0,000	159948,475	-412509,1

$$W_t = 31127.09 \text{ KN}$$

A.N

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.20}{3.5} \times 31127.09 = 2337.19 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.20}{3.5} \times 31127.09 = 2337.19 \text{ KN} .$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show table → Modal information → building modal information → response spectrum base reaction . on choisit EX spectra et EY spectra

Tableau IV 7: L'effort tranchant a la base

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	9,08	1,36	0,00	-4,979	8,461	10,99
	EX	11	U1	0,81	-0,61	0,00	2,351	1,777	-10,98
	EX	12	U1	6,76	-0,75	0,00	3,002	12,921	-30,05
	EX	All	All	2404,65	28,93	0,00	600,202	48238,676	12194,6
	EY	1	U2	-103,96	4,68	0,00	-98,441	-2162,109	594,60
	EY	2	U2	121,41	2274,98	0,00	-47720,400	2470,345	29375,2
	EY	3	U2	-18,59	70,06	0,00	-1419,698	-298,878	1012,1
	EY	4	U2	3,90	0,03	0,00	-0,219	4,832	-18,57
	EY	5	U2	-3,58	580,49	0,00	-1251,910	-19,795	7683,1
	EY	6	U2	0,31	5,60	0,00	4,205	13,740	75,01
	EY	7	U2	1,79	0,02	0,00	-0,028	7,162	-9,83
	EY	8	U2	-1,10	192,47	0,00	-780,598	-5,257	2599,7
	EY	9	U2	-0,21	25,89	0,00	-70,734	0,514	332,68
	EY	10	U2	1,36	0,20	0,00	-0,745	1,266	1,64
	EY	11	U2	-0,61	0,47	0,00	-1,781	-1,347	8,32
	EY	12	U2	-0,75	0,08	0,00	-0,335	-1,442	3,35
	EY	All	All	28,93	2402,65	0,00	48422,349	560,675	31625,0

$$V_{xETABS} = 2404.65 > 0,8V_x = 0,8 \times 2337.19 \text{KNKN} = 1869.75 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_{yETABS} = 2402.65 > 0,8V_y = 0,8 \times 2337.19 \text{KNKN} = 1869.75 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (7.4.3.1) RPA2003

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, on doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal sismique

B_c : Section transversale du poteau considéré

$f_{cj}=25 \text{ MPa}$: La résistance caractéristique du béton. :

Pour déterminer les valeurs de l'effort normal sismique par ETABS, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

Après en clique sur :

Display → Show Table → Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

On choisit les combinaison **(G+Q±E)**.

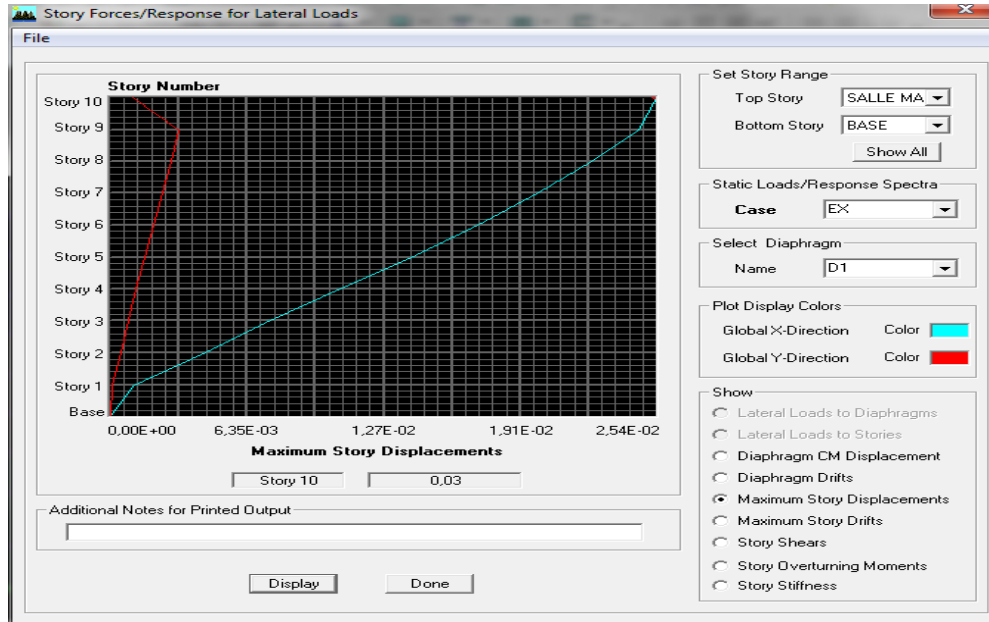
Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 55×55 : $N_d = 1479.51 \text{ KN} \longrightarrow v = 0.236 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 878.39 \text{ KN} \longrightarrow v = 0.173 \leq 0,3$ CV
- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 393.56 \text{ KN} \longrightarrow v = 0.098 \leq 0,3$ CV

7. Vérification des déplacements maximaux

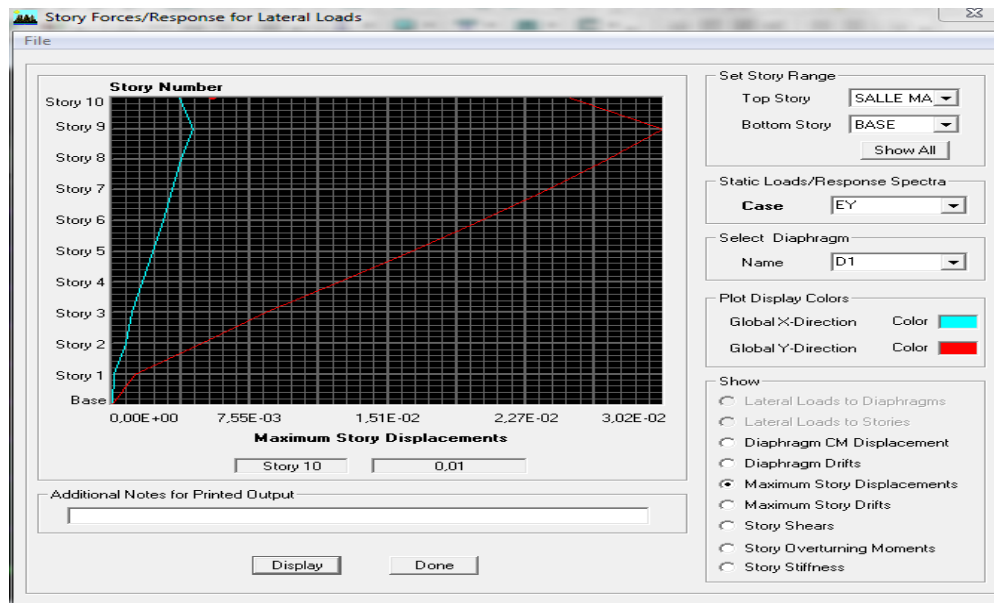
On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible (Art B.6.5,3/BAEL91).

Sens EX :



$$\delta_{max} = 0,03 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25,76}{500} = 0,0515 \text{ m} \longrightarrow \text{CV}$$

Sens EY :



$$\delta_{max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25,76}{500} = 0,0515 \text{ m} \longrightarrow \text{CV}$$

8. Justification de la sécurité

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

k : niveau chaque étage

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ (Art 5.10) RPA

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans par ETABS, en suit les étapes :

Display → **show table** → **déplacements** → **déplacement data** → **table : Diaphragme CM displacement**. Puis on définit la combinaison Ex et Ey.

Tableau IV 8: Vérification des déplacements relatifs latéraux entre étage

Diaphragm	$\delta_{ek} (x-x)$	R	$\delta_k (x-x)$	$\Delta_k (x-x)$	$\delta_{ek} (y-y)$	$\delta_k (y-y)$	$\Delta_k (y-y)$	0,01 h_e	condition
SALLESMA	0,0254	3,5	0,0889	0,00525	0,0246	0,0861	0,00525	0,024	cv
TERASSES	0,0239	3,5	0,08365	0,00735	0,0231	0,08085	0,0077	0,0306	cv
ET6	0,0218	3,5	0,0763	0,00805	0,0209	0,07315	0,00875	0,0306	cv
ET5	0,0195	3,5	0,06825	0,00945	0,0184	0,0644	0,00945	0,0306	cv
ET4	0,0168	3,5	0,0588	0,01015	0,0157	0,05495	0,01015	0,0306	cv
ET3	0,0139	3,5	0,04865	0,01085	0,0128	0,0448	0,0105	0,0306	cv
ET2	0,0108	3,5	0,0378	0,0112	0,0098	0,0343	0,0105	0,0306	cv
ET1	0,0076	3,5	0,0266	0,01085	0,0068	0,0238	0,0098	0,0306	cv
RDC	0,0045	3,5	0,01575	0,01155	0,004	0,014	0,0105	0,0408	cv
SS	0,0012	3,5	0,0042	0,0042	0,001	0,0035	0,0035	0,031	cv

Donc les déplacements relatifs entre les étages sont vérifiés.

9. Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ) (Art5.9) RPA

Les effets de deuxième ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

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.

Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULT** → **Building Output** → **Table: Story Shears** on définit la combinaison **Ex** après **Ey** et la combinaison **poids**.

Tableau IV 9: Justification vis-à-vis de (l'effet P- Δ)

Story	P	h_e	Sens longitudinal (x-x)			sens transversal (y)			condition
			VX	Δk (x-x)	θ (x-x)	Vy	Δk (y-y)	θ (y-y)	
SALLE MACH	142,03	2,4	27,73	0,00525	0,00525	30,76	0,00525	0,0114	cv
TERRASSE	3966,63	3,06	576,82	0,00735	0,00735	589,8	0,0077	0,0176	cv
ET6	7261,08	3,06	998,63	0,00805	0,00805	1013,05	0,00875	0,0212	cv
ET5	10555,53	3,06	1342,19	0,00945	0,00945	1353,95	0,00945	0,0247	cv
ET4	13954,02	3,06	1637,75	0,01015	0,01015	1645,52	0,01015	0,0287	cv
ET3	17352,51	3,06	1892,49	0,01085	0,01085	1895,34	0,0105	0,0320	cv
ET2	20751	3,06	2101,42	0,01085	0,0112	2099,97	0,0105	0,0344	cv
ET1	24394,29	3,06	2274,4	0,01015	0,01085	2270,06	0,0098	0,0347	cv
RDC	28429,69	4,08	2412,99	0,0112	0,01155	2405,2	0,0105	0,0305	cv
SS	31571,01	3,1	2449,49	0,00385	0,0042	2439,66	0,0035	0,0146	cv

Donc la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées.

Chapitre V

Ferrailage des éléments structuraux

V-1 Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

- ❖ 1,35G + 1,5Q (ELU)
- ❖ G + Q ± E (RPA révisée 2003)
- ❖ 0,8G ± E (RPA révisée 2003)
- ❖ G + Q (ELS)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- ❖ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ❖ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ❖ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

On distingue trois cas :

-) Section partiellement comprimée (SPC).
-) Section entièrement comprimée (SEC).
-) Section entièrement tendue (SET).

Tableau V 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

situation	béton			acier		
	γ_b	f_c MPA	f_b MPA	γ_s	F_e MPA	σ_s MPA
durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

) **Recommandation DU (R.P.A 2003)**

1. Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zonesismique **IIa** est limité à:

- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8 \% \times b \times h$ (zone IIa):
- ❖ Le pourcentage maximal en zone recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (zone IIa):
- ❖ Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (zone IIa):
- ❖ Le diamètre minimal est de 12 cm.
- ❖ La longueur Maximale de recouvrement $LR = 40\Phi$ en zone IIa.
- ❖ La distance entre les barres longitudinales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Tableau V 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Section (cm ²)	zone IIa		
	Le pourcentage minimal d'armatures $0,8 \% \times b \times h$	Le pourcentage maximal	
		en zone courante $4\% \times b \times h$	en zone recouvrement $6\% \times b \times h$
Poteaux (50× 50)	20	100	150
Poteaux (45× 45)	16.2	81	121.5
Poteaux (40× 40)	12.8	64	96

2. Délimitation de la zone nodale :

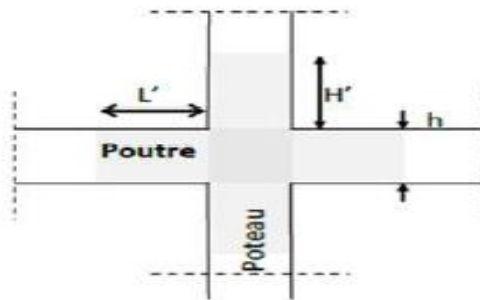


Figure V.1 : Délimitation de la zone nodale

❖ Pour poteaux:

- $h' = m (h / 6; b ; h ; 6)$
- $S + R + 1e E p (50 \times 50) : h' = 68 c$
- $2.3.4e\epsilon E p (45 \times 45) : h' = 60 c$
- $5.6.7e\epsilon E p (40 \times 40) : h' = 60 c$

❖ Pour poutres:

- $L' = 2 \times h$
- $p p d (30 \times 40) : L' = 80 c$
- $p s d (30 \times 35) : L' = 70 c$

V -1-1 Etapes de calcul ferrailage:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant Mr.

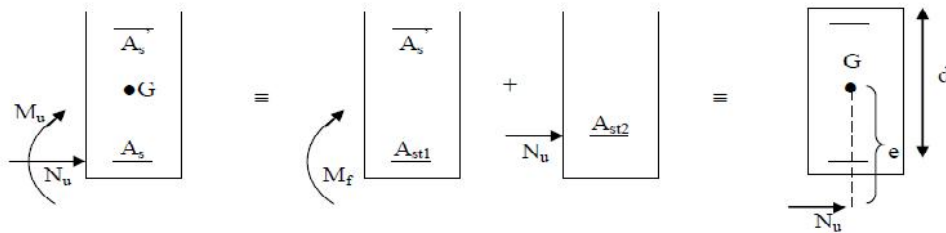


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion composée

1 - Calcul armatures longitudinales :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ alors la section est partiellement comprimé (SPC).
- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :
- Si $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_c$ alors (SPC).
- Si $N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_b$ alors la section est entièrement comprimée (SEC)

) **Calcul cas d'une SPC :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow \text{Moment fictif.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_b}$$

si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \Xi_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\delta_s}$.

si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armés (SI)

donc il faut calculer A_1 et A_1' .

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \Xi_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \Xi_s}$$

Avec :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_b$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \Xi_s} \text{ avec } \Xi_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\delta_s}$.

) **Calcul cas d'une SEC:**

$$A_{il} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_b}{\Xi_s} ; \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3 + \frac{N_u(d-c)-M}{b \times h^2 \times f_b}}{0,8 - \frac{c}{h}} ; \quad f_b = \frac{0,8 \times f_b}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : 1,5 situation durable ;

γ_b : 1,15 situation accidentelle;

N_u : effort de compression.

➤ **Exemple de calcul :**

$$N_m = -1479.51K \rightarrow M_c = -75,586K .m$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{75.586}{1479.51} = 0.051 m < \frac{h}{2} - c = 20 c$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 75.586 + 1479.51 (0.20) = 371.488K .m$$

$$N_u(d - c) - M_f = 1479.51 (0.42 - 0.03) - 371.88 = 205.129$$

$$(0.337 - 0.81c')b \times h^2 \times f_{c2} = (0.337 - 0.81 \times .03)0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10 = 166.85 \text{ K} \cdot \text{m}$$

$$205.129 \text{ K} \cdot \text{m} \geq 166.85 \text{ K} \cdot \text{m} \longrightarrow S$$

Calcul des armatures:

$$A_{s1} = \frac{(N - 100\Psi \times b \times h \times f_b)}{100f_s}$$

$$\Psi = \frac{0,375 + \frac{N_u(d-c)-M_f}{b \times h^2 \times f_b}}{0,857 - \frac{c}{h}} = \frac{0,375 + \frac{1479.51 \times 0.5 - 371.88}{0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10}}{0,857 - 0.03/0.5} = 0.73$$

$$A_{s1} = \frac{(1479.51 - 100 \times 0.73 \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10)}{100 \times 3} = -0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = -0.74 = 0 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 0$$

Remarque

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux

- Zone I : sous-sol + RDC, 1er étage Poteaux (50× 50)
- Zone II : du 3ème au 4ème étage. Poteaux (45× 45)
- Zone III : du 4ème au 7ème étage. Poteaux (40× 40)

V -1-2 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 :

Tableau V 3 :Ferrailages des poteaux.

	Sollicitation	N KN	M KN.m	obs	A _{sc} cm ²	A _{st} cm ²	A _{min} cm ²	Choix d'armature	A _{adop} cm ²
ZONE I SS+RDC+ 1 Etage	N _m – M _c	-1479,51	-75,586	SEC	0	0	20	4HA20+ 4HA16	20.59
	N _m – M _c	304,52	-7,587	SEC	0	0			
	N _c – M _m	-1087,67	160,034	SEC	0	0			
ZONE II 2.3.4 Etage	N _m – M _c	-938,58	9,188	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA12	17,08
	N _m – M _c	123,38	76,827	SPC	0	3.58			
	N _c – M _m	-666,06	- 125,502	SEC	0	0			
ZONEIII 5.6.7 Etage	N _m – M _c	-463,71	9,545	SEC	0	0	12.8	4HA16+ 4HA12	14.19
	N _m – M _c	-14,7	2,622	SEC	0	0			
	N _c – M _m	-335,15	-80,184	SPC	0	1.74			

2 - Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u: effort tranchant de calcul .

h : hauteur de la section brut.

f_e : section brut .

ρ_a : coefficient limite élastique des armatures transversales

ρ_a = 2.5 si l'élancement géométrique dans la direction considérée

ρ_a = 3.75 dans le cas contraire

) **Espacement des armatures transversales (RPA99 modifiée 2003/ART7.4.2.2)**

❖ **Zone nodale** : (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}, 10 * \phi_l^m) = \min(15 \text{ cm}, 10 * 1.2) = 12 \quad \text{Soit : } S_t = 1 \text{ c .}$$

❖ **En zone courante** :

$$S_t \leq 15 \phi = 15 * 1.2 = 18 \text{ Soit : } S_t = 1 \text{ c .}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

) **L'élancement ρ_a** :

$$\text{si } g < 5 \longrightarrow a = 3.75$$

$$\text{si } g > 5 \longrightarrow a = 2.5$$

Avec :

$$g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_a}{a}$$

$$L_f = 0.7 * l_0 \quad l_0: \text{ longueur libre du poteau}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f longueur de flambement du poteau .

❖ **Zone nodale** :

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \text{ cm}^2: g = \frac{0.7 * l_0}{5} = \frac{0.7 * 4}{5} = 5.71 > 5 \quad a = 2.5$$

$$A_t = \frac{a * V_u * S_t}{h * f_e} = \frac{2.5 * 102.65 * 10^3 * 10}{50 * 40000} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) \text{ cm}^2: g = \frac{0.7 * l_0}{4} = \frac{0.7 * 3}{4} = 4.76 < 5 \quad a = 3.75$$

$$A_t = \frac{a * V_u * S_t}{h * f_e} = \frac{3.75 * 81.72 * 10^3 * 10}{45 * 40000} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) \text{ cm}^2: g = \frac{0.7 * l_0}{4} = \frac{0.7 * 3}{4} = 5.335 > 5 \quad a = 2.5 .$$

$$A_t = \frac{a * V_u * S_t}{h * f_e} = \frac{2.5 * 57.5 * 10^3 * 10}{40 * 40000} = 0.89 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante** :

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \text{ cm}^2: g = \frac{0.7 * l_0}{5} = \frac{0.7 * 4}{5} = 5.71 < 5 \quad a = 2.5$$

$$A_t = \frac{a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 102.65 \times 10^3 \times 15}{50 \times 40000} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Poteaux(45 × 45)cm²: $g = \frac{0.7 \times l_0}{4} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 4,76 . < 5$ $a = 3,75$

$$A_t = \frac{a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 81.72 \times 10^3 \times 15}{45 \times 40000} = 2.554 \text{ cm}^2$$

Poteaux(40 × 40)cm²: $g = \frac{0.7 \times l_0}{4} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 5.335.5 > 5$ $a = 2,5 .$

$$A_t = \frac{a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2.5 \times 57.5 \times 10^3 \times 15}{40 \times 40000} = 1.347 \text{ cm}^2$$

J) Longueur de recouvrement : (Art 7.4.2.2 RPA2003)

- Poteaux(50 × 50)cm²: $L_r = 40 \times l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm};$
- Poteaux(45 × 45)cm²: $L_r = 40 \times l = 40 \times 2=80\text{cm};$
- Poteaux(40 × 40)cm²: $L_r = 40 \times l = 40 \times 1,6=64\text{cm};$

J) Vérification la quantité d'armatures transversales : (Art7.4.2.2 RPA2003)

- Si $g \geq 5$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b ;$
- Si $g \geq 3$ $A_t = 0,8\% \times S_t \times b ;$
- Si $3 < g < 5$ $A_t = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$

Avec :

g Est l'élançement géométrique du poteau ;

b dimension de la section droite du poteau considérée .

❖ **Zone nodale :**

Poteaux (50 × 50) cm² $g = 5,71 > 5$

$$A_{t(m)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5\text{cm}^2;$$

Poteaux(45 × 45)cm²: $g = 4,76 . \text{interpolation:}$

$$A_{t(m)} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1.62\text{cm}^2;$$

Poteaux(40 × 40)cm²: $g = \frac{0.7 \times l_0}{4} = \frac{0.7 \times 3}{4} = 5.335.5 > 5$

$$A_{t(m)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2;$$

❖ **Zone courante :**

Poteaux (50 × 50) cm² $g = 5,71 > 5$

$$A_{t(m)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2;$$

Poteaux(45 × 45)cm²: $g = 4,76 . \text{interpolation:}$

$$A_{t(m)} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2.43\text{cm}^2;$$

Poteaux(40 × 40)cm²: $g = 5.335 > 5$

$A_{t(m)} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2$;

Tableau V4: Les résultats du ferrailage des armatures transversales

	A (cm ²)	Choix des barres	A _{min}
Poteaux (50× 50)	2.25	4HA10	3.14
Poteaux(45 × 45)	2.43	4HA10	3.14
Poteaux(40 × 40)	1.8	4HA8	2.01

V -1-3 Vérification à l'ELU :

) Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.4.3.2 Rpa2003)

Il faut vérifier la condition :

$$b = \frac{V_u}{b \times d} \quad \overline{b} = d \times f_c$$

Avec :

si $g < 5 \rightarrow d = 0.04$

si $g > 5 \rightarrow d = 0.075$

Tableau V5: Vérification des contraintes tangentielles.

	V (KN)	b (cm)	d (cm)	g	d	$\frac{b}{b}$ (MPa)	\overline{b} (MPa)	vérification
Poteaux (50x50) RDC SS+1 ^{er} étage	102.65	50	50	5,71	0.075	0.41	1.875	cv
Poteaux(45x45)2.3.4 ^{eme} étage	81.72	45	45	4,76	0.04	0.403	1	cv
Poteaux(40x40)5.6.7 ^{eme} étage	57.5	40	40	5.335	0.075	0.36	1.875	cv

V -1-4 Vérification à l'ELS :

) Vérification de la contrainte de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_A \quad A_m = \frac{0,2 \times f_{ct} \times b \times d (e_s - 0,4 \times d)}{f_e (e_s - 0,1 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{l'excentricité à l'ELS.}$$

Tableau V 6: Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

	N_s	M_s	e_s (m)	A_m (cm ²)	A_a (cm ²)	vérification
(50×5)	-1030.67	2.656	0,00257	8,631	20.59	cv
	-379.64	-14.211	0,0374	11,69		cv
	-437.79	-20.501	0,468	2,149		cv
(45×4)	-682.98	6.604	0,00967	9,056	16.2	cv
	-200.76	-13.56	0,00675	8,873		cv
	-360,18	-18,833	0,052	14,42		cv
(40×4)	-337.84	6.866	0,0203	9,841	12.8	cv
	-29.15	-14.05	0,48	2,190		cv
	-50.48	26.946	0,533	2,343		cv

)] **État limite d'ouvertures des fissures:**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

)] **Vérification de la contrainte normale à l'ELS**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_b et dans les aciers σ_s puis les comparer aux contraintes admissibles

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$;

Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera par logiciel SOCOTEC.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ Section entièrement comprimé (SEC)

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ Section partiellement comprimé (SPC)

Les contraintes obtenues sont

-)] σ_b : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton ;
-)] σ_s : Contrainte max dans les aciers supérieure;
-)] σ_b : Cotrainte max dans la fibre inférieure du béton ;
-)] σ_s : Contrainte max dans les aciers inférieure .

Tableau V7: vérification des contraintes

	N_s KN	M_s KN.m	σ_b MPA	σ_b MPA	$\overline{\sigma_b}$ MPA	σ_s MPA	σ_s MPA	$\overline{\sigma_d}$ MPA	vérification
ZONE (I)	-1030.67	2.656	3.4	3.2	15	50.7	48.5	348	cv
	-379.64	-14.211	1,3	0.7	15	19,4	10.8	348	cv
	-437.79	-20.501	1,7	0.8	15	24	12.5	348	cv
ZONE (II)	-682.98	6.604	3	2.4	15	44	36.8	348	cv
	-200.76	-13.56	1,4	0.2	15	19.3	4.5	348	cv
	-360,18	-18,833	2.2	0.6	15	31.6	11	348	cv
ZONE (III)	-337.84	6.866	2.1	1.3	15	30.2	19.8	348	cv
	-29.15	-14.05	1.2	0	15	14.2	-20.9	348	cv
	-50.48	26.946	2.2	0	15	26.8	-41.7	348	cv

V-2 Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticalesdes planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent desarmatures longitudinaleset transversales

Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables et vérifiée à L’ELS.

Recommandation du RPA 99 version 2003 Art7.5.2.1

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40 en (zonella).
- ❖ L’ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°
- ❖ Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Tableau V 8 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par le RPA

Section (cm ²)	zone IIa		
	Le pourcentage minimal d’armatures $0,5 \% \times b \times h$	Le pourcentage maximal	
		en zone courante $4\% \times b \times h$	en zone recouvrement $6\% \times b \times h$
Poutre principale	6	48	72
Poutre secondaire	5.25	42	63

V -2-1 Calcul du ferraillage des poteaux :

1. Armatures transversales (Art7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$\begin{aligned} \diamond z & \longrightarrow St = \min (h/4, 12\emptyset) \\ \diamond zc & \longrightarrow St = h/2 \end{aligned}$$

Avec:

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales

2. Calcul des armatures longitudinales :

) Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M}{b \times d \times f_b} \quad ; \quad f_b = \frac{0,85 \times f_c}{b \times}$$

$$b = 1,5; \quad = 1 \quad \longrightarrow \text{situation durable}$$

$$b = 1,15; \quad = 0.85 \quad \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

Le moment réduit limite $\mu_l = 0,392$ pour les armatures FE400.

Si $\mu < \mu_l \quad \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_s = 0$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d}$$

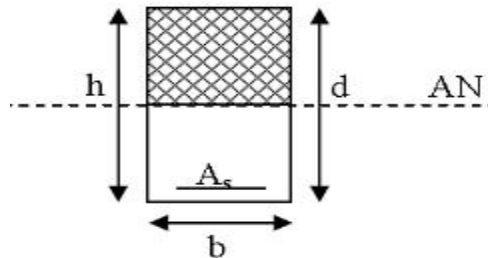


Figure V.3 : disposition des armatures SSA

Si $\mu > \mu_l \quad \longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

La section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_r}{\sigma_s \times d} + \frac{m}{(\sigma_s \times (d - c))} ; \quad A_s = \frac{m}{(\sigma_s \times (d - c'))}$$

Avec;

$$m = M_u - M_r$$

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_b .$$

- M_r : moment ultime pour une section simplement armée;
- M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

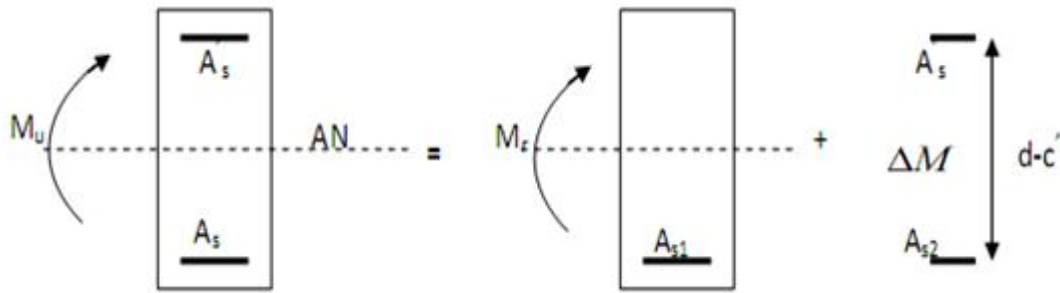


Figure V.4 : Disposition des armatures SDA

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $m < 0,4M_u$ (Art BAEL B66).

a. Poutre principales :

Tableau V9: ferrailage des poutres principales en travées et en appuis.

	M KN.m	μ	OBS	β	A_{st} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	A_a cm ²
En travée	61.391	0,0808	SSA	0,958	5.97	6	3HA14+2HA14	7.70
En appui	83.377	0,109	SSA	0,944	6.48		3HA14+2HA14	7.70

b. Poutres secondaires :

Tableau V10: ferrailage des poutres secondaires en travées et en appuis.

	M KN.m	μ	OBS	β	A_{st} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	A_a cm ²
En travée	47.865	0,084	SSA	0,956	4.49	6	3HA14+2HA14	7.70
En appui	51.528	0,090	SSA	0,953	4.85		3HA14+2HA14	7.70

) **Calcul des armatures transversales (Art7.5.2.2):**

a. Poutre principales :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

❖ **z** _____ :

$$S_t \min (h/4; 12\emptyset; 30\text{cm}) = \min(10; 14.4; 30) \text{ soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times S_{t1} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

❖ **z1** _____

$$S_t \quad h/2 = 20\text{cm} \quad \text{soit: } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times S_{t1} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour un cadre et un étrier donc **4HA8=2,01 cm²**.

b. Poutres secondaires :

❖ **Zone nodale :**

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12; 30\text{cm} \right) = \min (8.75; 14.4; 30) \text{ soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \quad h/2 = 17.5\text{cm} \quad \text{soit: } S_t = 15\text{cm}$$

Même ferrailages de poutre principale.

Remarque :

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

V -2-2 Vérifications à l'ELU :

) **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.21/ BAEL 91)**

$$A_a \quad A_m$$

a. Poutre principale :

$$A_m = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t1}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_m = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

❖ En travée :

$$A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_m = 1,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

b. Poutre secondaires :

$$A_m = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t'}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_m = 1,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

❖ En travée :

$$A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_m = 1,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91) :

$$s \leq \frac{V_u^m}{U_i} \times f_{t'}$$

Avec :

$$s = \frac{V_u^m}{0,9 \times d \times U_i}$$

U_i : somme des périmètres utiles des barres .

V_u^m : Effort tranchant max à l'ELU.

Tableau V11: Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres.

	V_u^m KN	U_i cm	d cm	s MPA	$\frac{V_u^m}{U_i}$ MPA	Condition
Sens principale	77.64	21.98	37	1.06	3.15	CV
Sens secondaire	39.33	21.98	32	0.62	3.15	CV

) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^m}{b \times d}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_c}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

Tableau V12: Vérification de la contrainte tangentielle

	V_u^m KN	b cm	d cm	σ_u MPA	$\bar{\sigma}_u$ MPA	Condition
Sens principale	77.64	30	37	0.7	3.15	CV
Sens secondaire	39.33	30	32	0.41	3.15	CV

) **Influence de l'effort tranchant**

Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99) :

Il faut vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_c}{b}$$

Tableau V13: Vérification l'influence sur le béton

	V_u^m KN	b cm	d cm	b	f_c MPA	\bar{V}_u MPA	condition
Sens principale	77.64	30	37	1.5	25	666.13	CV
Sens secondaire	39.33	30	32	1.5	25	575.08	CV

) **Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_s \leq \frac{1,1}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Avec :

M_u En valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0$ d l'Armature si émise n'est pas nécessaire.

Tableau V14: Vérification l'influence sur les armatures.

	V_u^m KN	M_u KN.m	D cm	$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$	condition
Sens principale	77.64	-83.377	37	-172.74 < 0	CV
Sens secondaire	39.33	-51.528	32	-115.408 < 0	CV

Conclusion : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (Art A.6.1,22/BAEL91)

On définit la longueur de scellement droit ‘ L_s ’ comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$L_s = \frac{\times f_e}{4 \times s}$$

avec

$$s = 0,6 \times \frac{2}{s} \times f_t = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les HA14 : $L_s = 49,38\text{cm}$; on prend 50cm.

Les règle de BAEL 91 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet ‘ L_s ’ est au moins égal à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

Pour les HA14 : $L_c = .20\text{cm}$;

V -2-3 Vérification à l’ELS

) Etat limite d’ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, dans cette vérificationn’est pas nécessaire.

) Etat limite de résistance du béton en compression

Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Dans les aciers:

$$s < \overline{s} = 348 \text{ MPA}$$

Avec :

$$s = \frac{M_s}{1 \times d \times A} \quad ; \quad 1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau V 15: Vérification des contraintes à l’ELS

		M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	OBS
Poutre principales	Travée	25.288	7.70	0,693	0,879	26.32	100.97	348	3.83	15	C.V
	Appuis	-39.275	7.70	0,693	0,879	26.32	156.83	348	5.96	15	C.V
Poutre secondaire	Travée	6.599	7.70	0,802	0,871	23.76	30.74	348	1.29	15	C.V
	Appuis	-14.126	7.70	0,802	0,871	23.76	65.82	348	2.77	15	C.V

Conclusion : les contraintes decompression et de traction son vérifier.

3. Vérification de la flèche (Art.B.6.5,2/BAEL91 modifié99)

a. Poutres principales :

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée $L = 435$ cm.

$$f_{lii} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm.}$$

$$f_E = 0,046 \text{ cm.} \longrightarrow f_m < f = \longrightarrow \text{CV}$$

b. Poutres secondaires :

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée $L = 400$ cm.

$$f_{lii} = \frac{l}{5} = \frac{4}{5} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$f_E = 0,005 \text{ cm.} \longrightarrow f_m < f = \longrightarrow \text{CV}$$

VI-3) Ferrailages des voiles :

Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour faciliter de la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en(03) zone :

- ❖ Zone1 : SS +RDC+ 1^{er} étage ;
- ❖ Zone2 : 2^{em} /4^{em} étage ;
- ❖ Zone3 : 5^{em} /6^{em} étage.

) Combinaison d'action

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- ❖ $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
- ❖ $G + Q \pm E$ (RPA révisée 2003)
- ❖ $0,8G \pm E$ (RPA révisée 2003)
- ❖ $G + Q$ (ELS)

) Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$m = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$m = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile.

B : section du voile $B = e \times L$

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V \times V' \times \frac{L_{voile}}{2}$).

L: La longueur du voile

e=Epaisseur du voile.

Le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \geq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow \text{Art 7.7.4 RPA99}$$

Avec :

$$L_c = \frac{m}{m + m} \times L$$

L_c : Longueur de la zone comprimée

h_e : Hauteur d'étage.

L_t : Longueur de la zone tendue $L_t = L - L_c$.

V -3-1 Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_i = \left(\frac{\min + 1}{2}\right) \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{1}{2} \times d \times e$$

Avec :

N_i, N_{i+1} : efforts normaux.

e: Epaisseur du voile.

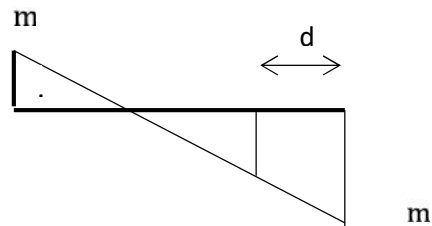


Figure V.5: contrainte d'une section partiellement comprimé

Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \left(\frac{\max + 1}{2}\right) \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{1 + 2}{2}\right) \times d \times e$$

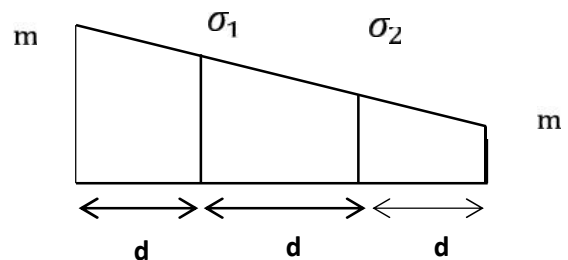


Figure V.6: contrainte dans une section entièrement comprimé

Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \left(\frac{\max + 1}{2} \right) \times d \times e$$

$$N_2 = \left(\frac{1 + 2}{2} \right) \times d \times e$$

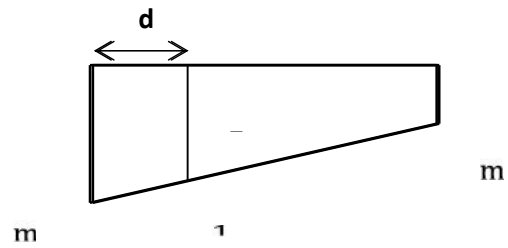


Figure V.7: contrainte dans une section entièrement tendue

V -3-2 Détermination des armateurs :

1. Armatures verticales :

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$A_v = \frac{N_i}{s}$$

$$\sigma_{st} = 348 M$$

Section entièrement comprimée (SEC) :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_c}{s}$$

B : section du voile

Section entièrement tendue (SET) :

$$A_v = \frac{N_i}{s}$$

$$\sigma_{st} = 348 M$$

2. Armatures minimales

Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91)

$A_{min} \mid 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$0.2 \% \text{ TM} \frac{A_{min}}{B} \text{ TM} 0.5 \%$ Avec B : section du béton comprimée

Traction simple :

$$A_v = \frac{B \cdot f_c}{f_e}$$

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 e du béton tendu.

3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochet à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ .

$$A_H = \frac{A_V}{4} \longrightarrow \text{BEAL 91}$$

$$A_H \mid 0.15 \% B \longrightarrow \text{RPA99 (version 2003)}$$

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.

4. Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/VER 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

5. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_V = 1,1 \times \frac{V}{F_e}$$

Avec :

$$V = 1.4 \times v_U$$

v_U : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6. Armatures de potelet

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

V -3-3 Dispositions constructives

1. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99 modifiée 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min\{1,5e; 30 \text{ cm}\}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

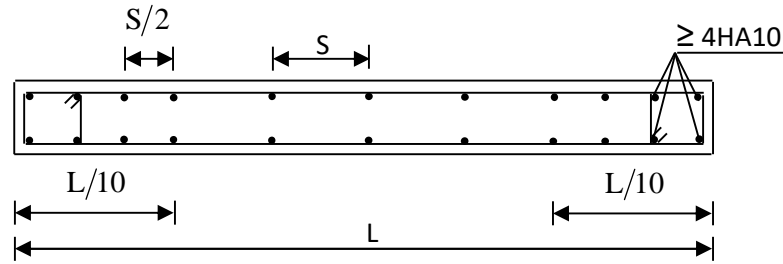


Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

2. Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser L/10 de l'épaisseur du voile.

$$m \quad \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ m}$$

3. Longueur de recouvrement (art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)

- **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.

V -3-4 Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} \times \frac{N_s}{B \times 15 A} \leq \sigma_{bc} \times 0,6 \cdot f_{c28} \times 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q \text{ (effort normal maximal de service)}$$

B : section du béton.

A = A_v : section d'armatures adoptées.

Vérification de la contrainte de cisaillement

) **RPA99 :**

$$\sigma_b \leq 0,2 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_b \leq \frac{V}{b_0 d}$$

$$V \leq 1,4 V_{u, calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile ;

d Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute .

) **BAEL 91**

$\dagger_u \text{ TM } \dagger_u^-$

$\dagger_u \times \frac{V_u}{b d}$

Avec :

$\varnothing_u \text{ Xmin } 0.15 \frac{f_{cj}}{f_b}, 4\text{MPa}$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4 HA8 (4épingles HA8/m²).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Ferraillage des voiles VL1 ;VL2:

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,05	2,05	2,05
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,41	0,41	0,41
	He	3,68	2,66	2,66
Sollicitation de Calcul	T (KN)	383,280	256,830	152,610
	N _{ser} (KN)	1103,02	816,65	446,72
	V _u (KN)	536,592	359,562	213,654
	max (KN/m ²)	8885,850	3006,100	2785,240
	min (KN/m ²)	13875,030	6880,050	5733,990
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	Lc (m)	0,80	0,62	0,67
	Lt (m)	1,25	1,43	1,38
	D (m)	0,53	0,42	0,45
	q ₁ (KN/m ²)	2961,950	1002,033	928,413
armatures verticales	N ₁ (KN)	632,14	166,56	165,93
	A _{v1} /bande (cm ²)	15,80	4,16	4,15
	A _{vj} (cm ²)	14,76	9,89	5,88
armatures minimales	A'v1/bande/nappe	19,49	6,64	5,62
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,13	1,66	1,79
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	11,304	11,304
	Choix d'armature (cm ²)	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,15	6,15	6,15
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 M$	1,454	0,974	0,579
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	1,039	0,696	0,414
	$\bar{\sigma}_b = 1 M$	2,506	1,913	1,046

Tableau V.17 : Ferraillage des voiles VL5:

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	He	3,88	2,86	2,86
Sollicitation de Calcul	T (KN)	246,320	84,920	97,490
	N _{ser} (KN)	227,46	155,39	99,45
	V _u (KN)	344,848	118,888	136,486
	max (KN/m ²)	4823,270	478,510	2189,140
	min (KN/m ²)	6226,850	1442,270	2717,120
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	Lc (m)	0,59	0,34	0,60
	Lt (m)	0,76	1,01	0,75
	D (m)	0,39	0,22	0,40
	ι ₁ (KN/m ²)	1607,757	159,503	729,713
N ₁ (KN)	252,64	14,30	117,21	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	6,32	0,36	2,93
	A _{vj} (cm ²)	9,48	3,27	3,75
	A'v1/bande/nappe	8,69	1,17	3,87
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,57	0,90	1,61
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	12.0576	6,7824	6,7824
	Choix d'armature (cm ²)	2*3HA16	2*3HA12	2*3HA12
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	12	12	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,02	4,05	4,05
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_d = 5 M$	1,419	0,489	0,562
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	1,014	0,349	0,401
	$\bar{\sigma}_d = 1 M$	0,758	0,555	0,355

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles VL3 ;VL4:

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,37	0,37	0,37
	He	3,68	2,66	2,66
Sollicitation de Calcul	T (KN)	454,420	231,830	138,820
	N _{ser} (KN)	724,61	531,71	99,45
	V _u (KN)	636,188	324,562	194,348
	max (KN/m ²)	8229,870	3066,580	2340,300
	min (KN/m ²)	11814,780	6045,850	4794,860
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	Lc (m)	0,76	0,62	0,61
	Lt (m)	1,09	1,23	1,24
	D (m)	0,51	0,42	0,40
	τ_1 (KN/m ²)	2743,290	1022,193	780,100
	N ₁ (KN)	555,66	169,70	126,23
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	13,89	4,24	3,16
	A _{vj} (cm ²)	17,50	8,93	5,34
	A'v1/bande/nappe	18,27	6,47	4,49
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,03	1,66	1,62
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	11,304	7,85
	Choix d'armature (cm ²)	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA10
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	12	12	12
Armatures horizontales ²	AH /nappe (cm ²)	8,04	5,55	5,55
	AH adopté (cm ²)	11,775	8.635	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 M$	1,843	1,460	0,832
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	1,317	1,043	0,594
	$\bar{\sigma}_b = 1 M$	2,218	1,682	1,228

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles VT1 ;VT2 :

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,24	0,24	0,24
	He	3,73	2,71	2,71
Sollicitation de Calcul	T (KN)	305,760	279,400	167,970
	N _{ser} (KN)	1197,02	906,87	510,18
	V _u (KN)	428,064	391,160	235,158
	max (KN/m ²)	4216,810	4167,120	2732,040
	min (KN/m ²)	8264,010	7464,640	4477,730
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	L _c (m)	0,41	0,43	0,45
	L _t (m)	0,79	0,77	0,75
	D (m)	0,27	0,29	0,30
	τ_1 (KN/m ²)	1405,603	1389,040	910,680
	N ₁ (KN)	151,97	159,24	110,43
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,80	3,98	2,76
	A _{vj} (cm ²)	11,77	10,76	6,47
	A'v1/bande/nappe	6,74	6,67	4,38
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,08	1,15	1,21
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	9,2316	6,7824	4,71
	Choix d'armature (cm ²)	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA10
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 M$	1,982	1,811	1,089
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	1,416	1,294	0,778
	$\bar{\sigma}_b = 1 M$	4,716	3,625	2,065

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles VT5 ;VT6 ; VT9 ;VT10 :

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,70	1,70	1,70
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,34	0,34	0,34
	He	3,73	2,71	2,71
Sollicitation de Calcul	T (KN)	712,990	494,130	335,600
	N _{ser} (KN)	3321,34	2438,20	1368,95
	V _u (KN)	998,186	691,782	469,840
	max (KN/m ²)	7071,800	3298,010	3407,600
	min (KN/m ²)	11711,440	5937,960	4754,900
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	L _c (m)	0,64	0,61	0,71
	L _t (m)	1,06	1,09	0,99
	D (m)	0,43	0,40	0,47
	τ_1 (KN/m ²)	2357,267	1099,337	1135,867
	N ₁ (KN)	402,33	177,96	214,97
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10,06	4,45	5,37
	A _{vj} (cm ²)	27,45	19,02	12,92
	A'v1/bande/nappe	16,92	9,20	8,60
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,71	1,62	1,89
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	11,304	11,304
	Choix d'armature (cm ²)	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	9	9	9
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,10	5,10	5,10
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 M$	3,262	2,261	1,535
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	2,330	1,615	1,097
	$\bar{\sigma}_b = 1 M$	8,973	6,831	3,835

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles VT3 ;VT4 ; VT7 ;VT8 :

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,40	1,40	1,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,28	0,28	0,28
	He	3,88	2,86	2,86
Sollicitation de Calcul	T (KN)	220,800	185,460	278,420
	N _{ser} (KN)	681,80	500,31	1368,95
	V _u (KN)	309,120	259,644	389,788
	max (KN/m ²)	6891,380	4792,570	3023,920
	min (KN/m ²)	8664,780	7529,110	4582,470
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	Lc (m)	0,62	0,54	0,56
	Lt (m)	0,78	0,86	0,84
	D (m)	0,41	0,36	0,37
	τ_1 (KN/m ²)	2297,127	1597,523	1007,973
	N ₁ (KN)	379,91	231,98	149,60
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	9,50	5,80	3,74
	A _{vj} (cm ²)	8,50	7,14	10,72
	A'v1/bande/nappe	11,62	7,58	6,42
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	1,65	1,45	1,48
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	12,3088	9,0432	9,0432
	Choix d'armature (cm ²)	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,10	4,20	4,20
	AH adopté (cm ²)	11,775	11,775	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5 M$	1,227	1,030	1,547
	$\overline{\tau}_u = 3.2 M$	0,876	0,736	1,105
	$\overline{\sigma}_b = 1 M$	2,284	1,704	4,663

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles VT11 ;VT12 ;

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,00	2,00	2,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,4	0,4	0,4
	He	3,73	2,71	2,71
Sollicitation de Calcul	T (KN)	585,450	406,510	212,030
	N _{ser} (KN)	1263,53	911,16	497,98
	V _u (KN)	819,630	569,114	296,842
	max (KN/m ²)	9279,540	4792,570	3477,530
	min (KN/m ²)	12045,390	5821,580	5088,610
	s KN/m ²	400,00	400,00	400,00
	L _c (m)	0,87	0,90	0,81
	L _t (m)	1,13	1,10	1,19
	D (m)	0,58	0,60	0,54
	₁ (KN/m ²)	3093,180	1597,523	1159,177
	N ₁ (KN)	717,86	384,71	250,98
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17,95	9,62	6,27
	A _{vj} (cm ²)	22,54	15,65	8,16
	A'v1/bande/nappe	23,58	13,53	8,32
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,32	2,41	2,17
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24,1152	18,4632	9,42
	Choix d'armature (cm ²)	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA10
	Espacement max (cm)	30	30	30
	Espacement (cm)	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	5,10	4,20	4,20
	AH adopté (cm ²)	11,775	11,775	8,635
	Choix d'armature (cm ²)	15HA10	11HA10	11HA10
	Espacement st(cm)	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 M$	2,277	1,581	0,825
	$\bar{\tau}_u = 3.2 M$	1,626	1,129	0,589
	$\bar{\sigma}_b = 1 M$	2,897	2,130	1,202

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales.
- Une force horizontale : résultante de l'action de séisme.
- Moment s'exerçant dans les différents plans

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle sont situées :

1. Fondations superficielles :

Les fondations superficielles : Appelés aussi fondations ordinaires, elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continues sous mur
- ❖ Les semelles continues sous poteaux
- ❖ Les semelles isolées
- ❖ Les radiers

2. Fondations profondes

Les fondations profondes : elles sont utilisées quand le bon sol est situé en profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux
- ❖ Les puits

- **Combinaison de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon l'RPA, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

- ELU
- ELS
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

- **Etude du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ❖ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.
- ❖ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

• Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ❖ La nature de l'ouvrage à fonder.
- ❖ La nature du terrain et sa résistance.
- ❖ Profondeur du bon sol
- ❖ Le tassement du sol.
- ❖ L'économie

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes et le radier générale, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI-1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement. Il faut considérer uniquement l'effort normal. N_{ser} max qui est obtenue à la base de poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1 = k \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$$

A.N :

$$N_{ser} = 1030.7 \text{ KN.}$$

$$A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1030.7}{1 \times 250}} = 4.1228 \text{ m.}$$

Conclusion

On remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI-2 Semelles filantes :

➤ sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- ❖ **B** : Largeur de la semelle.
- ❖ **L** : Longueur de la semelle sous voile.
- ❖ **G** : Charge permanente revenant au voile considéré.
- ❖ **Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- ❖ σ_{sol} : contrainte admissible de sol.

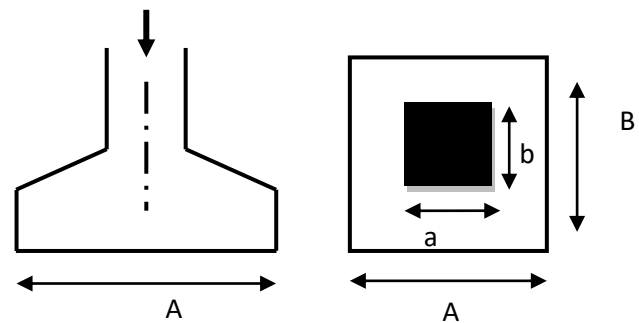


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

- Sens longitudinale (X-X) :

Tableau VI 1 : Surface de semelles filantes sous voiles sens longitudinal.

Voile	N _{ser} KN	L M	B m	S = b×l m ²
VX1	1062,83	2.05	2.073	4.25
VX2	1063,06	2.05	2.074	4.26
VX3	699,44	1.85	1,51	2.8
VX4	698,23	1.85	1.51	2.8
VX5	202,52	1,35	0.6	0.81
La somme				∑14.92

- Sens transversal (Y-Y) :

Tableau VI 2 : Surface de semelles filantes sous voiles Sens transversal

Voile	N _{ser} KN	L M	B m	S=b×l m ²
VY1	1152.66	1.2	3.842	4,61
VY2	1152.66	1.2	3.842	4,61
VY3	648.37	1.4	1,853	2.6
VY4	566.98	1.4	1,62	2.27
VY5	820.13	1.70	1.93	3.28
VY6	774.23	1.70	1,822	3.1
VY7	234.44	1.4	0.67	0.94
VY8	212.24	1.4	0.606	0.85
VY9	816.76	1.70	1.922	3.27
VY10	769.97	1.7	1.81	3.08
VY11	663.27	2.00	1.33	2.66
VY12	531.26	2.00	1.063	2.13
La somme				∑33.4

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum S_{XX} + S_{YY} = 14.92 + 33.4 = 48.32 \text{ m}^2$$

➤ sous poteaux

Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Tableau VI 3 : dimensionnement de la semelle filante sous poteaux

Poteau	N _s KN	Moments KN.m	e _i m	N _i e _i KN.m
C17	611,67	-4,756	-13.875	-8486,92125
C18	965,03	0,373	-9.525	-9191,91075
C19	1010,18	-0,264	-5.525	-5581,2445
C20	902,42	0,03	-2.125	-1917,6425
C21	906,11	0,03	2.125	1925,48375
C22	1007,15	-0,21	5.525	5564,50375
C23	968,99	0,454	9.525	9229,62975
C24	600,53	0,718	13.875	8332,35375
La somme	6972.08	-3,625		-125,748

1. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e: excentricité de la structure.

e_i: excentricité de chaque éléments.

R: la résultante des charges $R = \sum N_i$.

$$e = \left| \frac{-125,748 - 3.625}{6972.08} \right| = 0.0183 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e = 0.0183 m

2. Détermination de la Distribution par [ml] de la semelle

$$e = 0.0185 < \frac{L}{6} = \frac{27.75}{6} = 4.625 \text{ m}$$

Donc Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} [1 + 6e/L]$$

$$q_{\max} = \frac{6972.08}{27.75} \left[1 + 6 \times \frac{0.0183}{27.75} \right] = 252.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} [1 - 6e/L]$$

$$q_{\min} = \frac{6972.08}{27.75} \left[1 - 6 \times \frac{0.0183}{27.75} \right] = 250.25 \text{ KN/ml}$$

$$q \left[\frac{L}{4} \right] = \frac{R}{L} [1 + 3e/L]$$

$$q \left[\frac{L}{4} \right] = \frac{6972.08}{27.75} \left[1 + 3 \times \frac{0.0183}{27.75} \right] = 251.74 \text{ KN/ml}$$

3. Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left[\frac{L}{4} \right]}{\sigma_{sol}} = \frac{251.74}{250} = 1.007 \text{ m} \rightarrow B = 1.1 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 1.1 \times 27.75 = 30.525 \text{ m}^2$.

$$S_p = S \times n = 30.525 \times 4 = 122.1 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filante est :

$$S_t = S_p + S_v = 122.1 + 48.32 = 170.42 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_b} = \frac{170.42}{27.75 \times 11.2} = 0.548 = 55\%$$

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI-3 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre :

- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.
- Facilité de coffrage et de ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement d'un radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 [cm] ($h > 25$ [cm])

- Conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier.

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{435}{8} \leq h \leq \frac{435}{5}$$

$$54.375 \text{ cm} \leq h \leq 87 \text{ cm}$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

• **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

- ❖ L_e : Longueur élastique
- ❖ K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface
- ❖ $K = 40$ MPA pour un sol moyen
- ❖ I : L'inertie de la section du radier pour une bande de 1m
- ❖ E : Module de déformation longitudinal différée : $E = 10818.865$ MPA
- ❖ L_{\max} = distance maximal entre deux nervures successives, $L_{\max} = 4.35$ m

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.87 \text{ m}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=0.9$ m.**

La dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow \text{Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{435}{20} = 21.75 \text{ cm}$$

Soit: $h_d = 30$ cm

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$8.7 \leq h \leq 10.875 \text{ cm}$$

Soit : $e = 10$ cm.

Nervure

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60$ cm.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 50$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 60 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

2. détermination de la surface du radier

➤ **Les charges :**

$$G_t = 30127.11 \text{ KN}$$

$$Q_t = 5065.14 \text{ KN}$$

• **Combinaison d'actions**

$$\text{A L'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 48269.30 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS: } N_s = G + Q = 35192.25 \text{ KN}$$

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{A L'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48269.30}{1.33 \times 250} = 145.17 \text{ m}^2$$

$$\text{A L'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35192.25}{250} = 140.77 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 314.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} > S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{ELU}} ; S_{\text{ELS}}) = 145.17 \text{ m}^2$$

D'après les règles de **BAEL**, il faut ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d qu'il sera calculé comme suit :

$$L_d \geq \max\left[\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right] = 45 \text{ cm}$$

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

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}}$$

$$S_{\text{debord}} = (0.45 \times 0.45 \times 4) + (11.2 \times 0.45) \times 2 + (28.05 \times 0.45) \times 2 = 38.94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 38.94 + 314.16 = 353.1 \text{ m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

- charge permanente

Poids de radier :

$G_{\text{radier}} = P \text{ du la dalle} + P \text{ des nervures} + P \text{ du remblai(T.V.O)} + P \text{ de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle de radier :

$$G_{\text{dalle}} = (S_{\text{rad}} + h_d \times \rho_{\text{béton}}) = 353.1 \times 0.3 \times 25 = 2648.25 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$G_{\text{ner}} = b_n \times h_n \times \rho \times (L_x \times n + L_y \times n).$$

$$G_{\text{ner}} = (0.5 \times 0.6 \times 25 \times (11.2 \times 4 + 28.05 \times 8)) = 2019 \text{ KN.}$$

Poids du TVO :

$$G_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho = (353.1 - 161.52) \times 0.6 \times 25 = 2873.7 \text{ KN}$$

Avec :

$$S_{\text{ner}} = \frac{G_{\text{ner}}}{\rho \times b_{\text{ner}}} = \frac{2019}{25 \times 0.5} = 161.52 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle flottante :

$$G_{\text{dalle flot}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho.$$

$$G_{\text{dalle flot}} = (353.1 - 161.52) \times 0.1 \times 25 = 478.95 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{radier}} = 2648.25 + 2019 + 2873.7 + 478.95 = 8019.9 \text{ KN}$$

$G_{\text{tot}} = \text{Poids de radier} + \text{Poids de la structure.}$

$$G_{\text{tot}} = 8019.9 + 30127.11 = 38147.01 \text{ KN.}$$

Poids total de la structure :

$$Q_t = 5065.14 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{radier}} = 3.5 \times S_{\text{radier}} = 3.5 \times 353.1 = 1235.85 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_t + Q_{\text{radier}} = 5065.14 + 1235.85 = 6300.99 \text{ KN}$$

- Combinaisons des charge

$$\text{AL'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 38147.01) + (1.5 \times 6300.99) = 60949.95 \text{ KN}$$

$$\text{AL'ELS: } N_s = G + Q = (38147.01) + (6300.99) = 44448 \text{ KN}$$

4. Vérifications

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \quad \text{avec : } b = 100\text{cm}; \quad d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{61379.47 \times 1}{353.1} \times \frac{4.35}{2} = 378.08KN$$

$$\tau_u = \frac{378.08 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1,4MPa$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{ CV}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\text{Longueur de bâtiment}}{2} = \frac{28.05}{2} = 14.025 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{Largeur de bâtiment}}{2} = \frac{11.2}{2} = 5.6 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{28.05 \times 11.2^3}{12} = 3284.02 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{11.2 \times 28.05^3}{12} = 2059849 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ❖ Effort normal (N) due aux charges verticales.
- ❖ Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

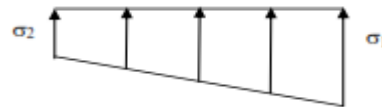
h : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VI 4 : Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		Mo KN.m	To KN	H m	M KN.m
sens	x-x	48415,369	2406,51	0.9	50581.22
	y-y	48285,383	2406,51	0.9	50451.242

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Effort normal

Figure VI.2: Diagramme des contraintes de radier.

$$N_u = 61379.47 \text{ KN} ; N_s = 44765.655 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Tableau VI 5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

Contrainte		ELU				ELS				O.B.S
		σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{\text{sol}}$	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	
Snes	x-x	208,35	139,32	191.09	332.5	160,91	92,26	120.68	250	CV
	y-y	259,62	87,39	216.56	332.5	213,22	40,34	170.00	250	CV

Conclusion :

La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

• **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
- μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- a : Epaisseur du voile ou du poteau.
- b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

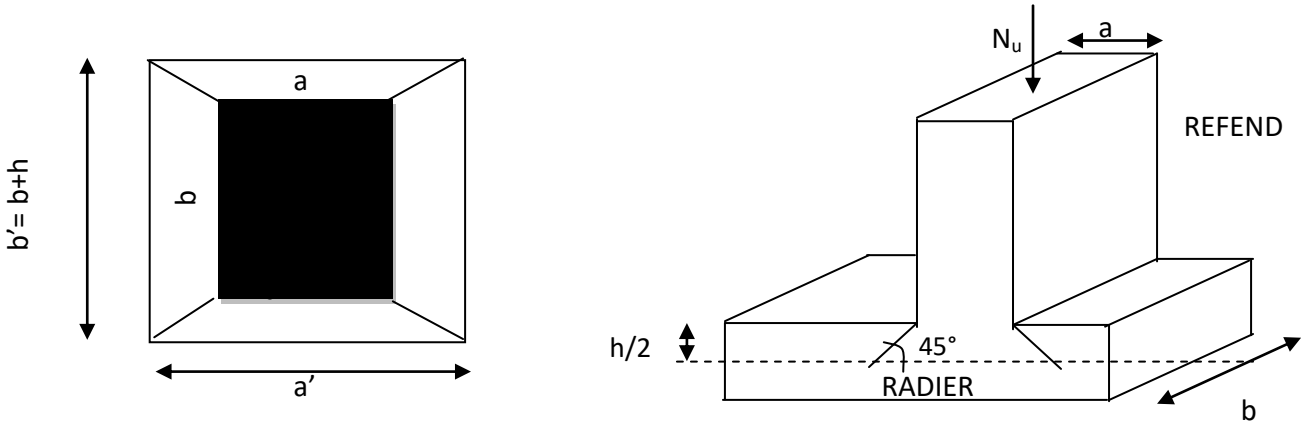


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Vérification pour le poteau le plus sollicité

$$N_u = 1418.01 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1418.01 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4200 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{CV}$$

Vérification pour le voile le plus sollicité

On considère une bande de 1m du voile :

$$N_u = 4551.51 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) \times 2 = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 4551.51 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4050 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à l'effort sous pression

On doit vérifier : $P > P'$

$$P = 38147.01 \text{ KN}$$

$$P' = a \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z$$

Avec :

- ❖ P : poids total à la base du radier.
- ❖ Z : hauteur total du radier $Z = 0.9 \text{ m}$
- ❖ γ : poids volumique du l'eau $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$
- ❖ a : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $a = 1.5$

$$P' = a \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 353.1 \times 10 \times 0.9 = 4766.85 \text{ KN}$$

$$P = 38147.01 \text{ KN} > 4766.85 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

5. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99], on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastés sur 04 appuis.

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la dalle travaille dans une seule direction.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ la dalle travaille dans les deux directions :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad ; (L_x < L_y)$$

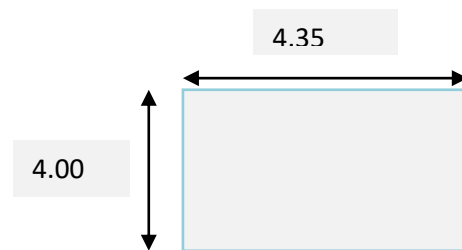
Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, donc on adopté le même ferraillage pour tous les panneaux. en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :

$$L_x = 4.00 \text{ m}$$

$$L_y = 4.35 \text{ m}$$



$$v=0 \text{ (ELU)} \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.35} = 0.92 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

Figure VI.4 : Panneau le plus sollicité

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(216.56 - \frac{8019.9}{353.1}\right) \times 1 = 193.84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(170 - \frac{8019.9}{353.1}\right) \times 1 = 147.29 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**

Calcul les moments M_x, M_y

On obtient :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0438 \times 193.84 \times 4^2 = 135,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,819 \times 135.84 = 111,25 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Moments en travées : $0.85M_{0x}$ ou $0.75M_{0x}$

Moments sur appuis intermédiaires : $0.5 M_{0x}$

Moments sur appuis de rive : $0.3 M_{0x}$:

Etape de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI 6 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

Sens	ZONE	Moment KN.m	μ	OBS	β	Section d'armature cm^2	choix d'armatures	Section adopté cm^2
x-x	Appuis	67.92	0.065	SSA	0.966	7.48	6HA14/ml	9.23
	Travée	115.464	0,111	SSA	0,941	13.06	7HA16 /ml	14.07
y-y	Appuis	55.625	0.053	SSA	0.972	6.09	6HA14/ml	9.23
	Travée	94.563	0.091	SSA	0.952	10.57	7HA16/ml	14.07

Vérification de la condition de non fragilité

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{b \times d} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} \rightarrow A_x^{min} = \frac{b \times d \times \omega_0 (3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} = \frac{100 \times 30 \times 0.0008 (3 - 0.92)}{2} = 2.496 \text{ cm}^2$$

Avec :

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.0008 pour les HA FeE400

Aux appuis : $A_{ua}^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,496 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

$$A_{ua}^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,496 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

En travée : $A_{ua}^x = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,496 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow CV$

$$A_{ua}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,496 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow CV$$

Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

La direction la plus sollicité x-x :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{on prend: } \mathbf{St=25cm.}$$

La direction moins sollicité y-y :

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (120 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } \mathbf{St=25cm.}$$

- **Calcul à l'ELS**

Calcul des moments M_x , M_y :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.35} = 0.919 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0519 \times 147.29 \times 4^2 = 122.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,861 \times 122.3 = 105.3 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 122.31 = -61.155 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 122.31 = 103.96 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = -0.5 \times M_{max} = -0.5 \times 105.3 = -52.65 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 105.3 = 89.505 \text{ KN.m}$

Pour les appuis on prend le max $M_{a,x}$ et $M_{a,y}$

- **Vérification des contraintes**

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Dans les aciers:

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$$

Avec :1

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VI 7 : Vérification des contraintes

Sens	ZONE	Moment t KN.m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
x-x	Appuis	61.155	9.23	0.34	39.95	0.909	269.96	348	6.76	15	CV
	Travée	103.96	14.07	0.52	31.30	0.891	307.14	348	9.81	15	CV
y-y	Appuis	52.65	9.23	0.34	39.95	0.909	232.42	348	5.82	15	CV
	Travée	89.505	14.07	0.52	31.30	0.891	264.43	348	8.45	15	CV

Donc les contraintes sans vérifier

- **Ferraillage du débord**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

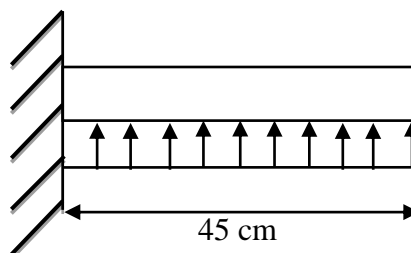


Figure VI.5 : Schéma statique du débord

Sollicitation de calculA l'ELU : $P_u = 193.84 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-193.84 \times 0.45^2}{2} = -19.62 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 147.29 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-147.29 \times 0.45^2}{2} = -14.91 \text{ KN/m}$$

Calcul des armatures $b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.62 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,0189 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0189 \quad \beta_u = 0,894$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.62 \times 10^3}{0,894 \times 27 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12=4.52 cm²**Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10= 3.14 Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

- ❖ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

- ❖ **Dans les aciers:**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VI 8 : Vérification des contraintes du débord :

Moment KN.m	A _t cm ²	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	OBS
14.91	4.52	0.167	60.76	0.934	130.8	348	2.15	15	CV

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

- **Ferrailage des nervures**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités, Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Calcul des charges revenant aux nervures :

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$l_t = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$$

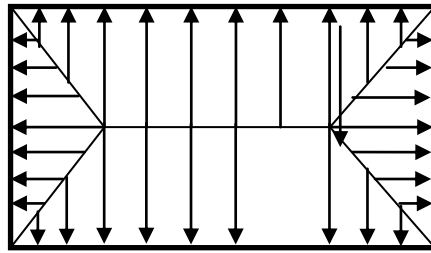


Figure VI.6: Répartition trapézoïdale

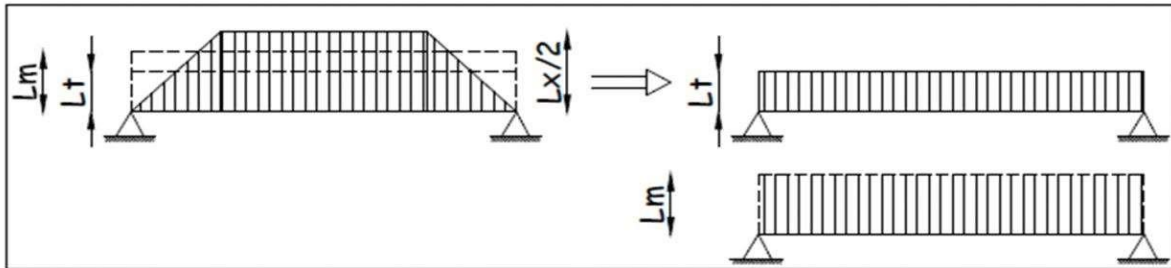


Figure VI.7 : Présentation du chargement simplifié

➤ **Charge triangulaire**

$$l_m = 0.333 \times l_x$$

$$l_t = 0.25 \times l_x$$

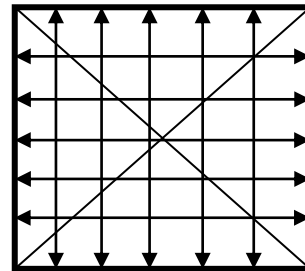


Figure VI.8: Répartition triangulaire

Détermination ses charges

$$A'ELU : q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(216.56 - \frac{8019.9}{353.1} - \frac{2019}{161.52} \right) \times 1ml = 181.34 \text{ KN/ml}$$

$$A'ELS : q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(170 - \frac{8019.9}{353.1} - \frac{2019}{161.52} \right) \times 1m = 134.78 \text{ KN/ml}$$

- *Pour les moments fléchissant* → $Q_m = q \times l_m$
- *Pour les efforts tranchants* → $Q_t = q \times l_t$

Travée	Panneau	L _x	L _y	P	Charge	l _m	l _t	Q _u	Q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
A-B	1	4	4,35	0,92	Trapézoïdal	1,44	1,15	181,34	134,78	260,46	498,26	193,58	370,33	209,35	420,98	155,60	312,89
	2	3,2	4,35	0,74	Trapézoïdal	1,31	1,17			237,81		176,75		211,64		157,30	
B-C	1	4	4	1,00	Triangulaire	1,33	1,00			241,54	469,79	179,53	349,17	181,34	378,64	134,78	281,42
	2	3,2	4	0,80	Trapézoïdal	1,26	1,09			228,25		169,64		197,30		146,64	
C-D	1	3,4	4	0,85	Triangulaire	1,13	0,85			205,28	409,75	152,57	304,54	154,14	315,78	114,56	234,70
	2	3,2	3,4	0,94	Trapézoïdal	1,13	0,89			204,47		151,97		161,64		120,14	
D-E	1	4	4,25	0,94	Trapézoïdal	1,41	1,11			255,59	490,91	189,97	364,86	202,05	409,95	150,17	304,69
	2	3,2	4,25	0,75	Trapézoïdal	1,30	1,15			235,31		174,90		207,90		154,52	
E-F	1	3,4	4	0,85	Triangulaire	1,13	0,85			205,28	409,75	152,57	304,54	154,14	315,78	114,56	234,70
	2	3,2	3,4	0,94	Trapézoïdal	1,13	0,89			204,47		151,97		161,64		120,14	
F-G	1	4	4	1,00	Triangulaire	1,33	1,00			241,79	470,03	179,71	349,35	181,34	378,64	134,78	281,42
	2	3,2	4	0,80	Trapézoïdal	1,26	1,09			228,25		169,64		197,30		146,64	
G-H	1	4	4,35	0,92	Trapézoïdal	1,44	1,15			260,46	498,26	193,58	370,33	209,35	420,98	155,60	312,89
	2	3,2	4,35	0,74	Trapézoïdal	1,31	1,17			237,81		176,75		211,64		157,30	

Tableau VI 9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens longitudinal

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	Q _u	Q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	3,6	4,35	0,83	Triangulaire	1,20	0,90	181,34	134,78	217,39	434,78	161,57	323,15	163,21	326,41	121,30	242,60
	2	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,20	0,90			217,39		161,57		163,21		121,30	
2-3	1	3,2	4,35	0,74	Triangulaire	1,07	0,80			193,24	386,47	143,62	287,24	145,07	290,14	107,82	215,65
	2	3,2	4	0,80	Triangulaire	1,07	0,80			193,24		143,62		145,07		107,82	
3-4	1	4	4,35	0,92	Triangulaire	1,33	1,00	241,54	483,09	179,53	359,05	181,34	362,68	134,78	269,56		
	2	4	4	1,00	Triangulaire	1,33	1,00	241,54		179,53		181,34		134,78			

Tableau VI 10 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens transversal

Détermination des sollicitations:

Sens longitudinale :

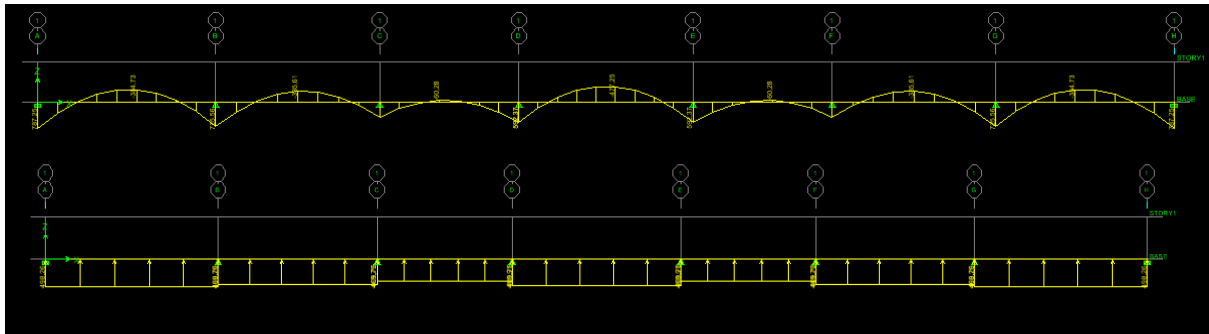


Figure VI.10 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU sens longitudinale

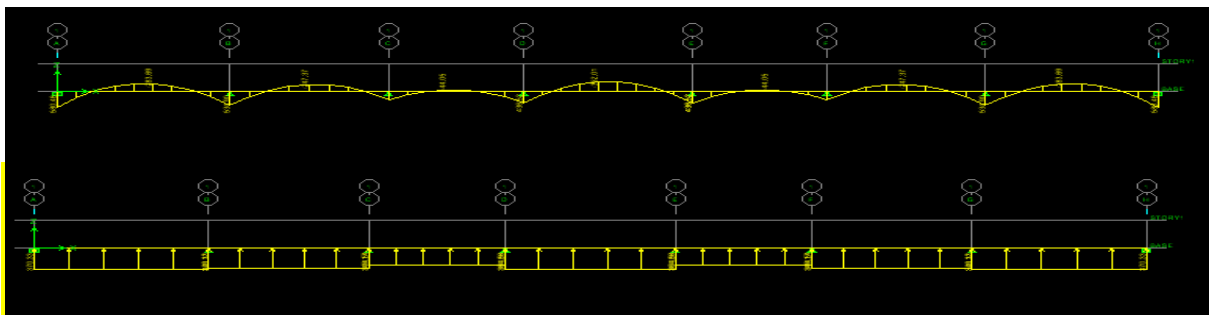


Figure VI.10 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS sens longitudinale

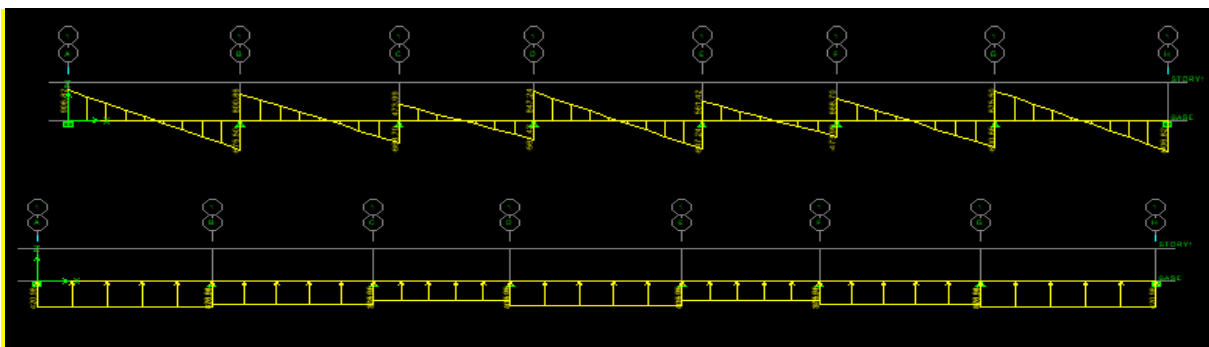


Figure VI.11 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU sens longitudinale

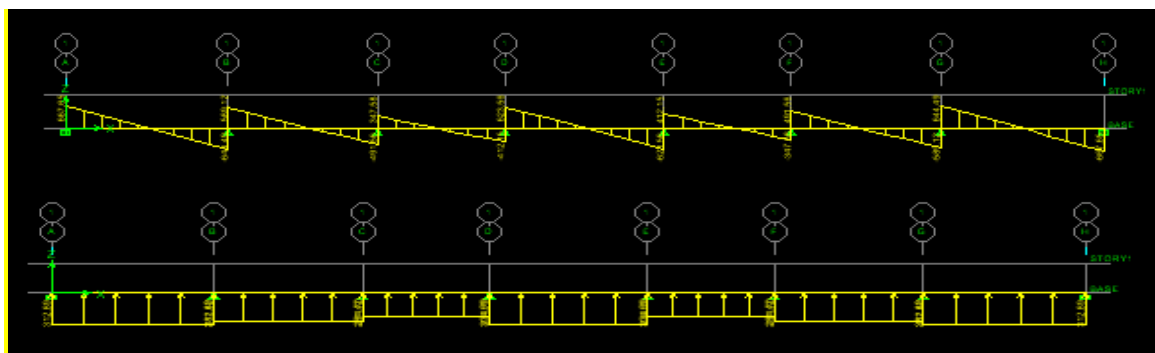


Figure VI.12 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinale)

Sens transversale

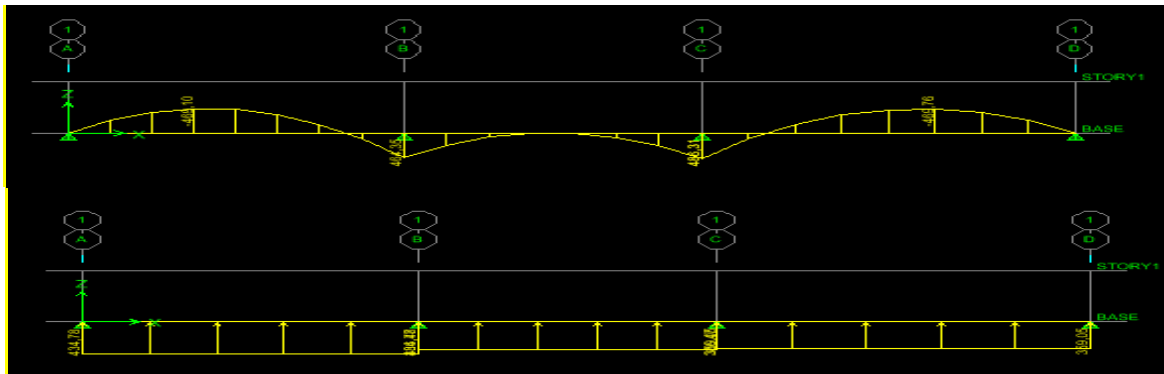


Figure VI.13 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal)

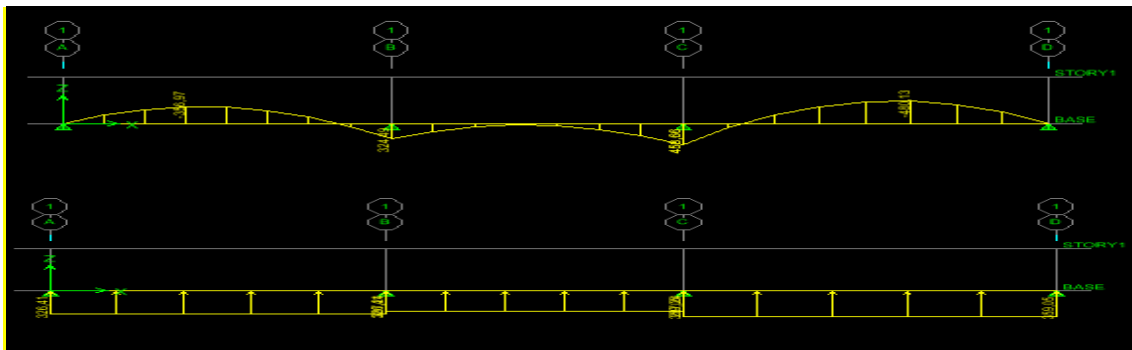


Figure VI.14: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal)

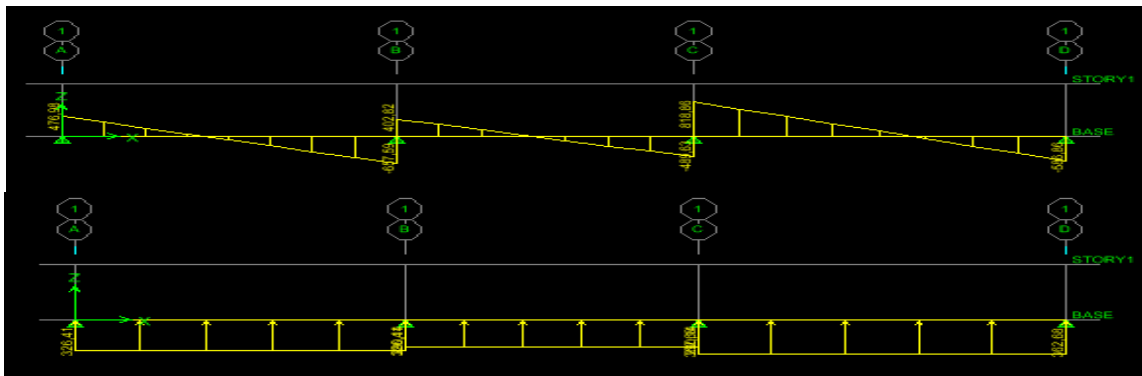


Figure VI.15 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal)

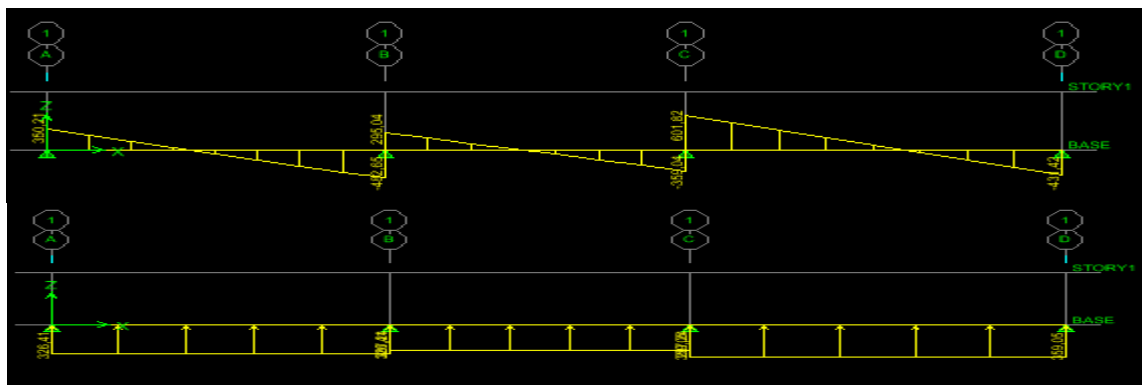


Figure VI.16 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS sens transversal

Tableau VI 11: Moments fléchissant et efforts tranchant

Sens	ZONE	Moment KN.m		Efforts tranchant KN	
		ELU	ELS	ELU	ELS
x-x	Travée	$M_u = 477.25$	$M_s = 352.01$	$T_{max} = 906.82$	$T_{max} = 491.40$
	Appuis	$M_u = 787.25$	$M_s = 580.48$		
y-y	Travée	$M_u = 254.93$	$M_s = 265.24$	$T_{max} = 746.86$	$T_{max} = 549.06$
	Appuis	$M_u = 501.05$	$M_s = 517.73$		

Ferrailage de la nervure :

$b = 50 \text{ cm} ; h = 90 \text{ cm} ; d = 87 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$

Tableau VI.12: Ferrailage des nervures suivant le deux sens.

Sens	ZONE	Moment KN.m	μ	OBS	β	Section d'armature cm^2	choix d'armatures	Section adopté cm^2
x-x	appuis	787.25	0.146	SSA	0.942	27.6	5HA20+5HA20	31.40
	travée	477.25	0.0888	SSA	0.953	16.54	5HA14+5HA16	17.74
y-y	appuis	501.05	0.093	SSA	0.951	17.4	4HA16+4HA20	20.59
	travée	254.93	0.047	SSA	0.975	8.63	4HA14+4HA14	12.30

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 87 \times 2.1}{348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.13: Vérification de non fragilité à L'ELU :

Sens	ZONE	$A_{dopté} \text{ Cm}^2$	$A_{min} \text{ Cm}^2$	OBS
x-x	Appuis	31.40	6.04	CV
	Travée	17.74		CV
y-y	Appuis	20.59		CV
	Travée	12.30		CV

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

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

Espacement des armatures

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12.; \phi_1 \right\} = \min \{22.5 ; 12; 8\}$$

Soit : $S_t = 10$ cm

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 45\text{cm}$$

Soit: $S_t = 15$ cm

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 684.75\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{906.82 \times 10^3}{500 \times 870} = 2.04 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes

❖ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

❖ **Dans les aciers:**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VI.14: Vérification des contraintes à L'ELS :

Sens	Zone	Moment KN.m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
x-x	Appuis	787.25	31.40	0,72	25,65	0,877	328,59	348	12,81	15	CV
	Travée	477.25	17.74	0,40	36,02	0,902	342,82	348	9,51	15	CV
y-y	Appuis	501.05	20.59	0,47	33,08	0,896	312,17	348	9,43	15	CV
	Travée	254.93	12.30	0,28	44,52	0,916	250,89	348	5,63	15	CV

VI-4 Mur Plaque

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un mur plaque qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres, Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VI -4-1 Pré-dimensionnement du mur plaqué

D'après RPA 2003 (Art 10.1.2), L'épaisseur minimale d'un mur plaque est de : $e = 15 \text{ cm}$.

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

VI -4-2 Les caractéristiques du sol

D'après l'étude de sol :

- ❖ 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 : $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar}$

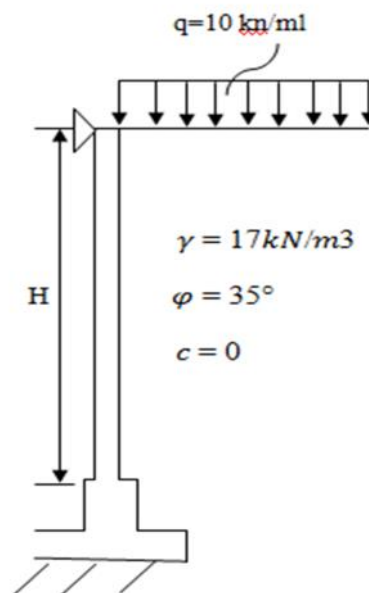


Figure VI.17 : Schéma statique du mur plaque

VI -4-3 Détermination des sollicitations

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de sous-sol, pour une bande de largeur de 1m.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale Tapez une équation ici.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0,43$$

VI -4-1 Calcul à L'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1,35 \times \gamma \cdot h + 1,5 \times q)$$

$$\text{Pour : } h = 0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 0,43 \times 1,5 \times 10 = 6.45 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 0,43(1,35 \times 17 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 46.71 \text{ KN/m}^2$$

VI -4-2 Calcul à L'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

$$\text{Pour : } h = 0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 0,43 \times 10 = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 0,43(17 \times 4,08 + 10) = 34.13 \text{ KN/m}^2$$

Diagrammes des contraintes :

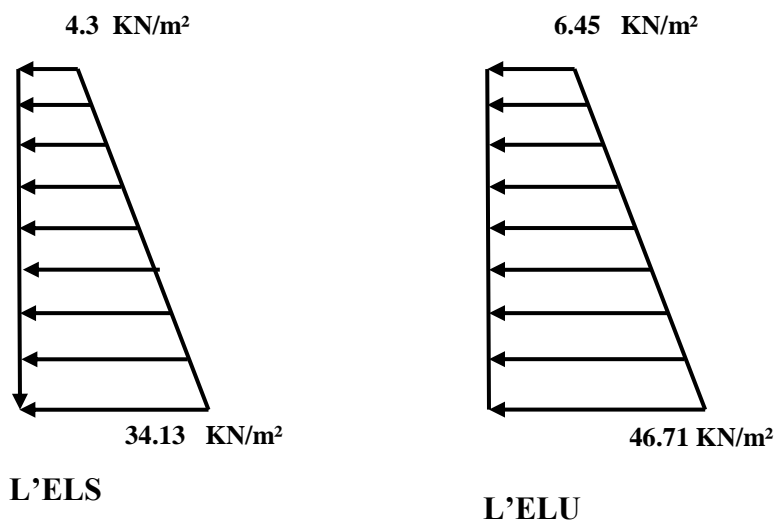


Figure VI.18 : Diagramme des contraintes

VI -4-3 Charges moyennes :

ELU: $q_u = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 46.71 + 6.45}{4} \times 1m = 36.65 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 34.13 + 4.3}{4} \times 1m = 26.67 \text{ KN/ml}$

VI -4-4 Ferrailage du mur plaque

- **Méthode de calcul**

Le mur plaque sera calculé comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastrée a sa base

- **Calcul à l'ELU**

$L_x = 4.08 \text{ m}$

$L_y = 4.25 \text{ m}$

$\nu=0 ;(\text{ELU}) \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.25} = 0.96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$

$0,4 \leq \rho$ le panneau travaille dans les deux sens.

$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0401 \times 36.65 \times (4.08)^2 = 24.46 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,911 \times 24.46 = 22.29 \text{ KN.m}$

- **Correction des moments**

Sens x-x

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 24.46 = 12.23 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 24.46 = 18.35 \text{ KN.m}$

Sens y-y

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 22.29 = 11.15 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 22.29 = 16.72 \text{ KN.m}$

- **Calcul à l'ELS**

$\nu=0.2 ;(\text{ELS})$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.25} = 0.96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,939 \end{cases}$

$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0475 \times 26.67 \times (4.08)^2 = 21.09 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,939 \times 21.09 = 19.8 \text{ KN.m}$

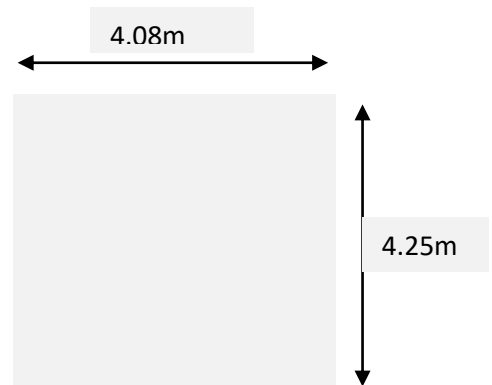


Figure VI.19 : Panneau le plus sollicité

• **Correction des moments**

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 21.09 = 10.55 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 21.09 = 15.82 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 19.8 = 9.9 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 19.8 = 14.85 \text{ KN.m}$

VI -4-5 Calcul des sections d'armature

Tableau VI 15 : Ferrailage du mur plaque.

Sens	Zone	M KN.m	μ_u	B	Section	A cm ²	A _{min} cm ²	A _{adoptée} cm ²	E cm
x-x	Appuis	12.23	0.026	0.987	SSA	2.22	2.27	5HA12=5.65	20
	Travée	18.35	0.039	0.98	SSA	2,99	2.27	5HA14=7.7	20
y-y	Appuis	11.15	0.024	0.988	SSA	1,8	2.27	5HA12=5.65	20
	Travée	16.72	0.036	0.982	SSA	2,72	2.27	5HA14=7.7	20

VI -4-6 Recommandations du RPA :

Le mur plaque 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)
- ❖ $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- ❖ Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.
b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm.

VI -4-7 Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ [MPA]}.$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VI 16 : vérification des contraintes a ELS.

Sens	Zone	$A_s(\text{cm}^2)$	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
x-x	Appuis	5.65	10.55	0.314	0.912	41.82	113,74	201.63	2,72	15	C.V
	Travée	7.7	15.82	0.427	0.9	35.00	126,82	201.63	3,62	15	C.V
y-y	Appuis	5.65	9.9	0.314	0.912	41.82	106,73	201.63	2,55	15	C.V
	Travée	7.7	14.85	0.427	0.9	35.00	119,04	201.63	3,40	15	C.V

CONCLUSION GENERALE

Ce travail étant notre toute première expérience dans le domaine pratique du génie civil, nous a permis d'un côté de mettre en application nos connaissances acquises tout le long de notre cursus universitaires, et d'un autre côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au travail d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

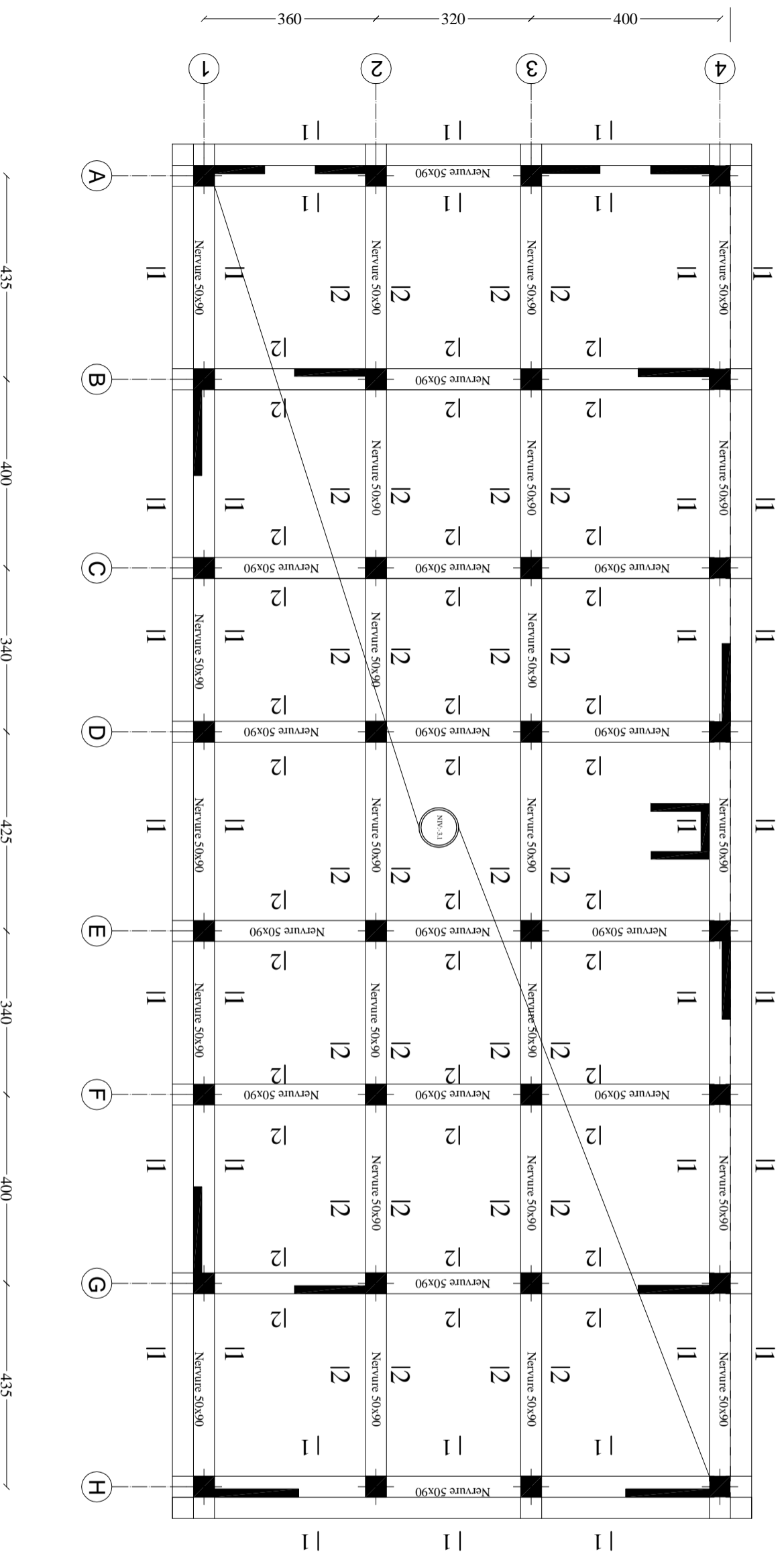
Suite à l'étude de ce projet, on a constaté que l'ingénieur en génie civil prend des décisions très importantes, tout en sachant que l'étude et la réalisation des ouvrages s'accompagnent d'un rejet intégral de tout intérêt formel ou moral.

En somme, nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus

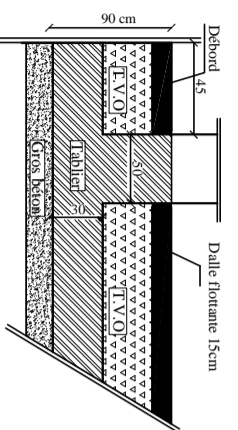
BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ❖ Document technique règlementaire (DTR BC 2.2)
- ❖ Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.
- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS
- ❖ Logiciel de dessin AUTO CAD
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- ❖ Cours et TD des années de spécialité

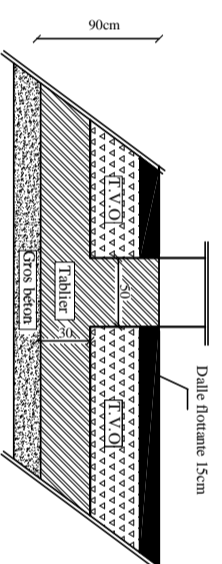
Plan de coffrage plancher Sous-sol



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI
DE TIZI OUZOU

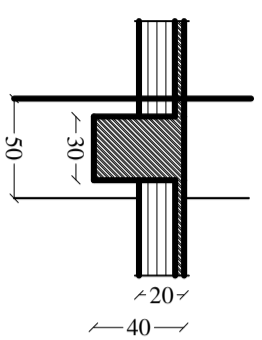
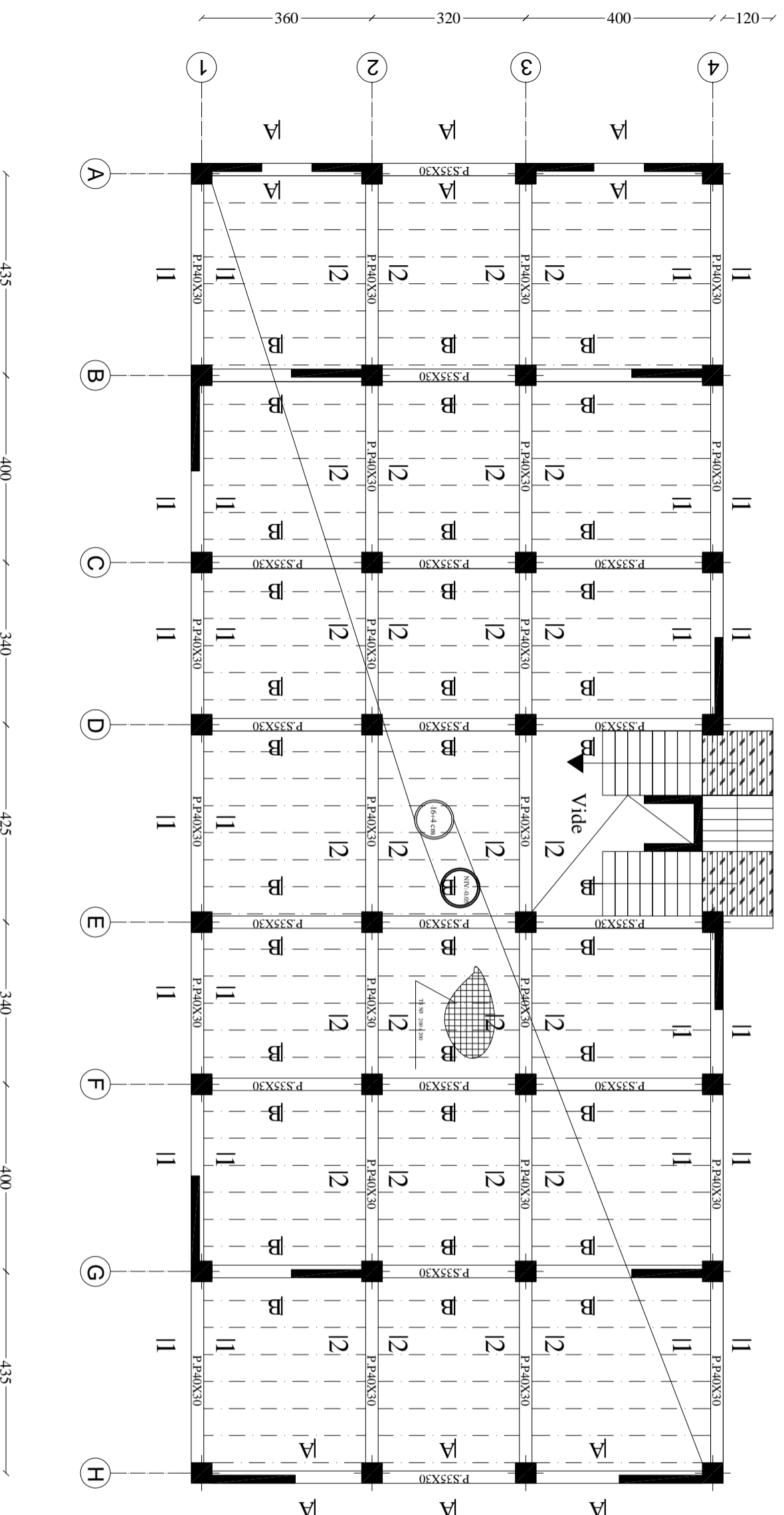
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou said

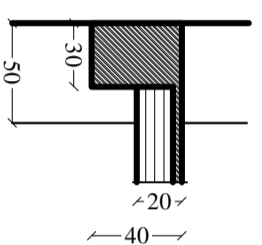
Dirigé par:
Madame : SAIB.N

Plan de coffrage
plancher Sous-sol

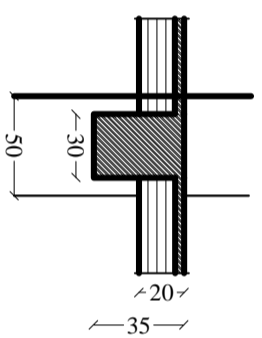
Plan de coffrage plancher RDC



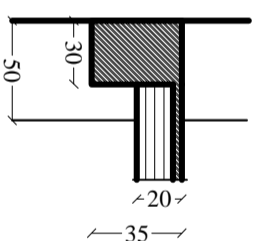
COUPE 2-2



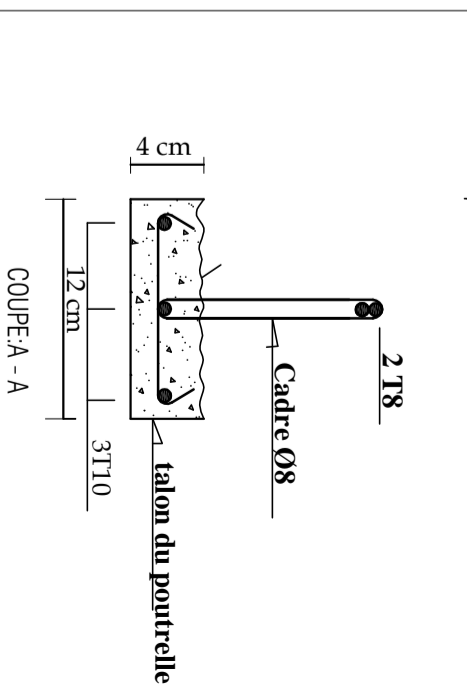
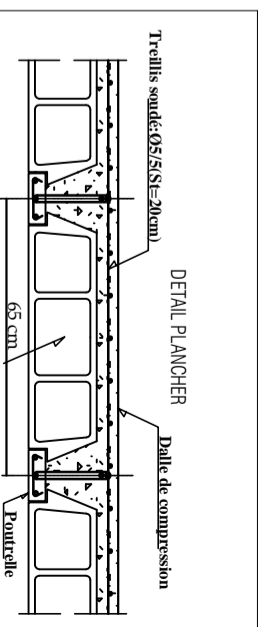
COUPE 1-1



COUPE B-B



COUPE A-A



Plan de Ferrailage de la poutrelle

COUPE A - A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI
DE TIZI OUZOU

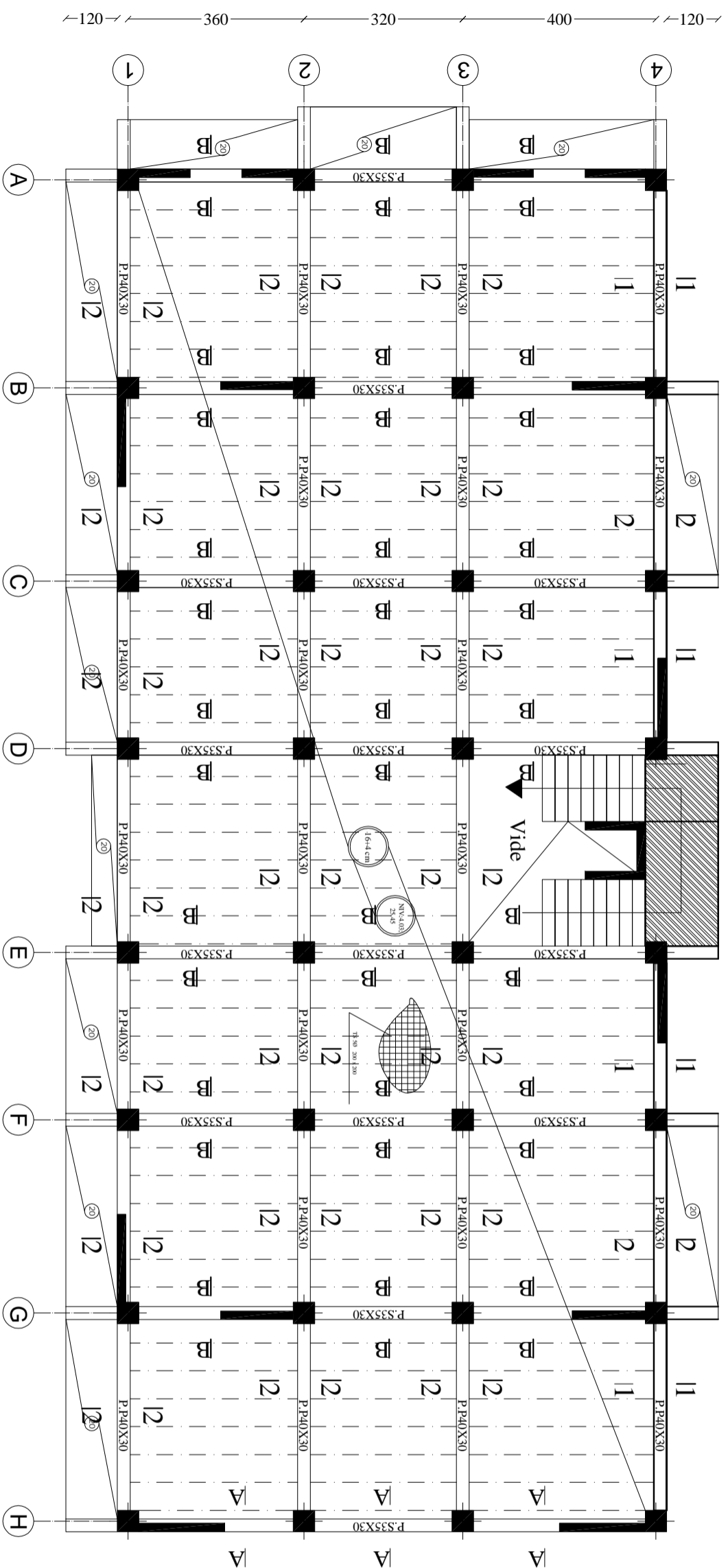
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou said

Dirigé par:
Madame : SAIB.N

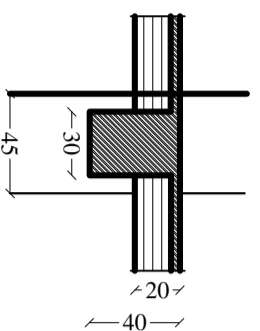
Plan de coffrage
plancher RDC

Plan de coffrage plancher étage

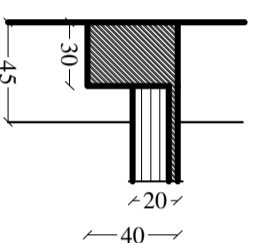


145
115
435
400
340
425
340
400
435

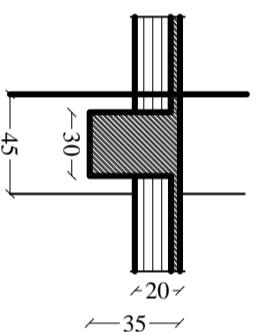
COUPE 2-2



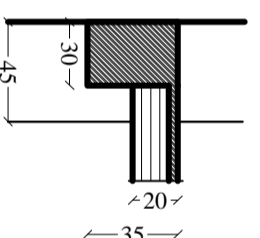
COUPE 1-1



COUPE B-B



COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI
DE TIZI OUZOU

Faculte du genie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:

Bendou said

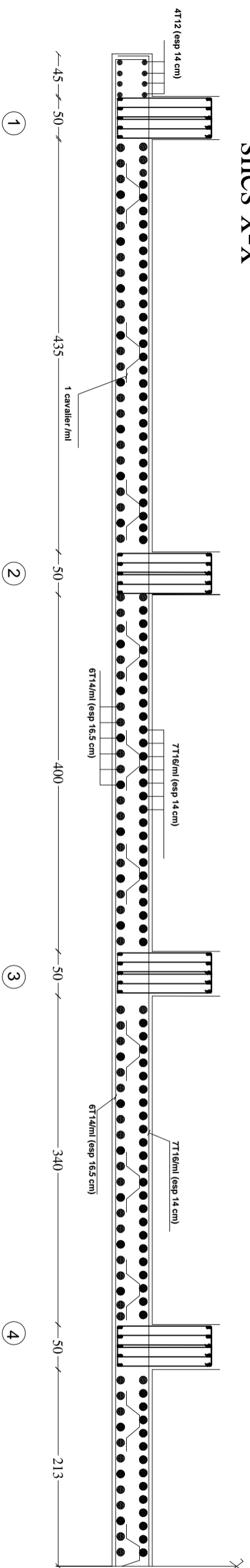
Plan de coffrage
plancher étage

Dirigé par:

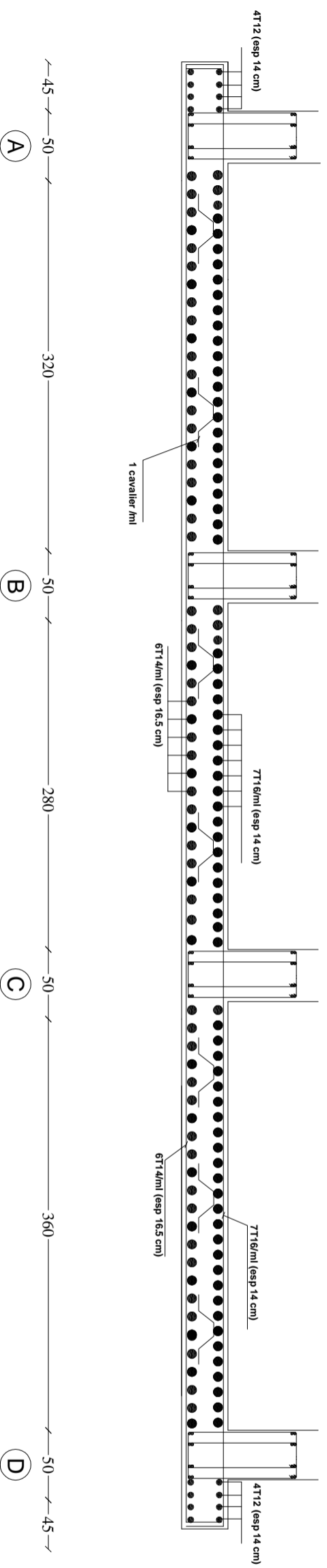
Madame : SAIB.N

Ferrailage de la dalle du radier

snes X-X



snes y-y



Ferrailage de la vervre

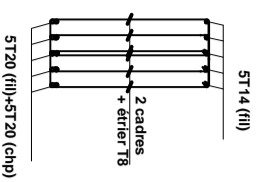


coupe 1-1 / appui

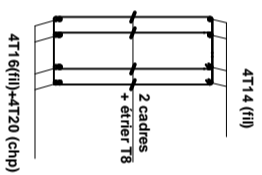
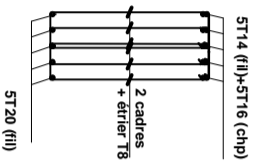
coupe 1-1 / travée

coupe 1-1 / appui

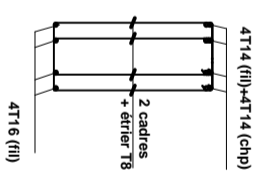
coupe 1-1 / travée



snes X-X



snes y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

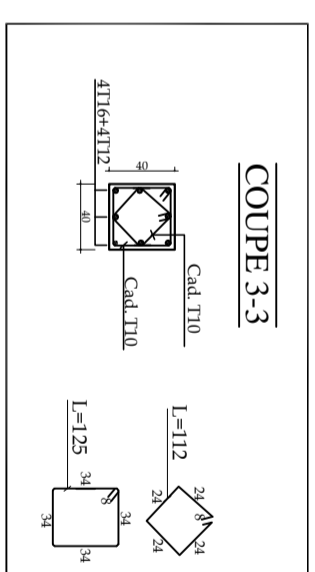
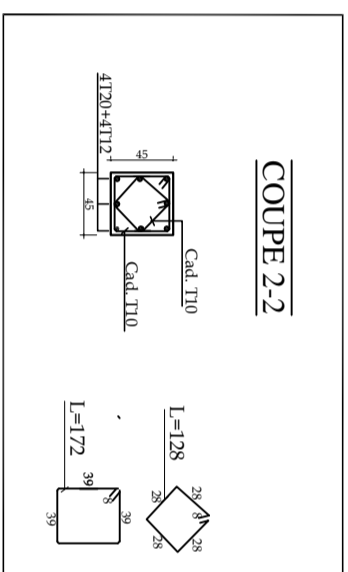
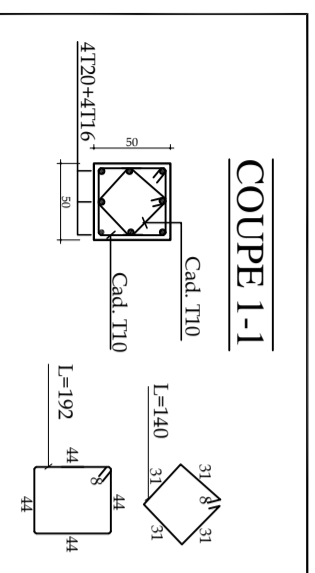
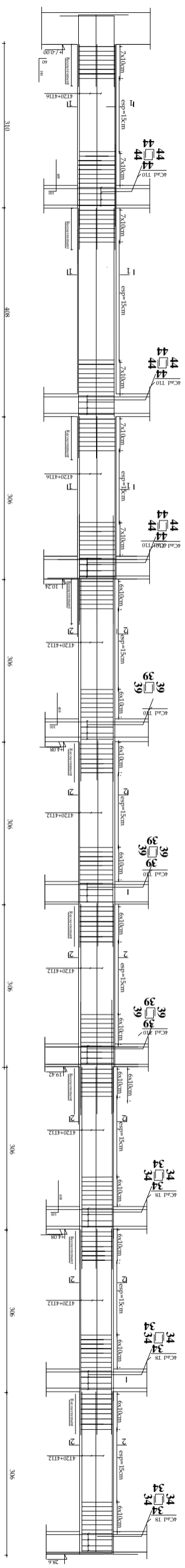
Etudié par:

Bendou said

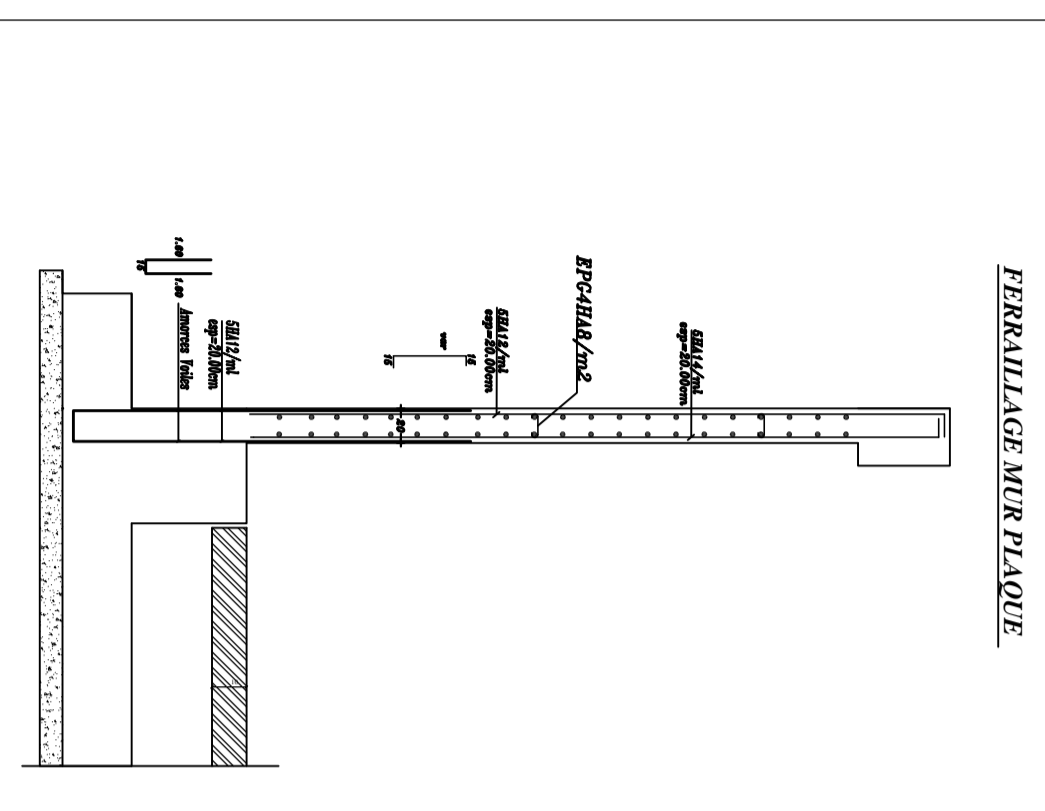
Madame :saib

Ferrailage du radier/nervure

Ferrailage des poteaux



FERRAILAGE MUR PLAQUE

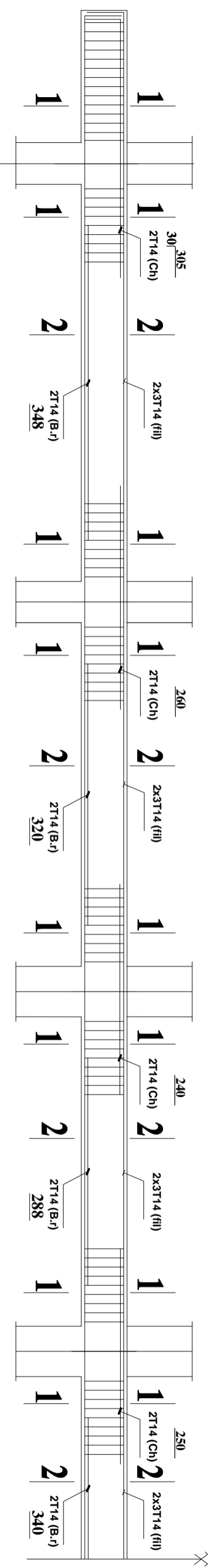


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

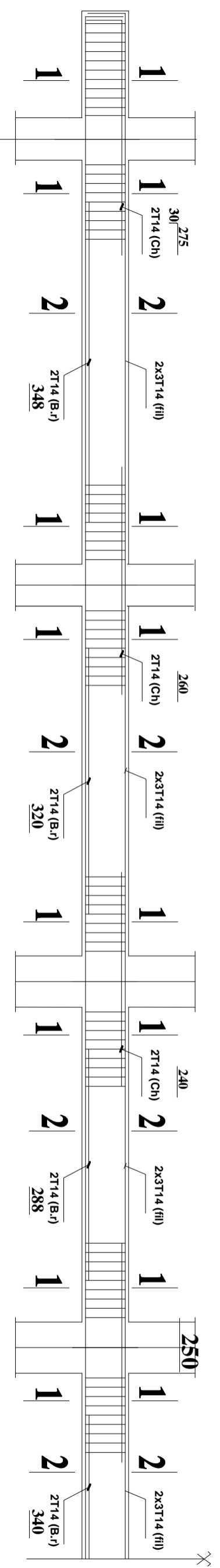
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Bendou saïd		Ferrailage des Poteaux
Dirigé par: Madame : SAIB N		

Poutre principale (40*30)

file :2,3

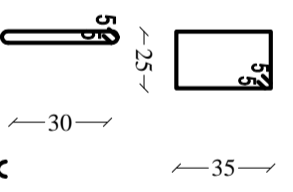
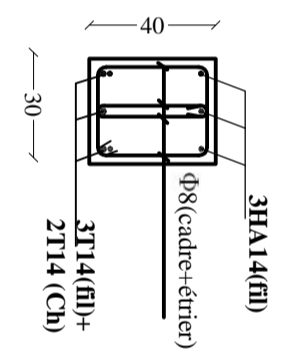
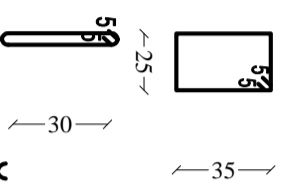
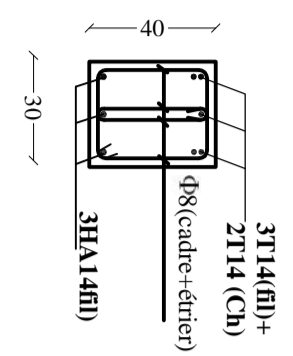


file :1,4



coupe1-1 /appui

coupe2-2 /travée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

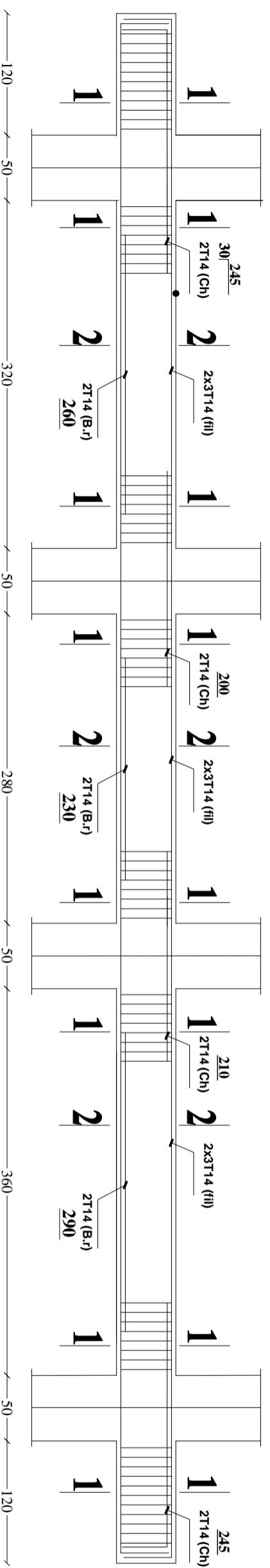
Etudié par:
Bendou saïd

Ferrailage du poutre
principale

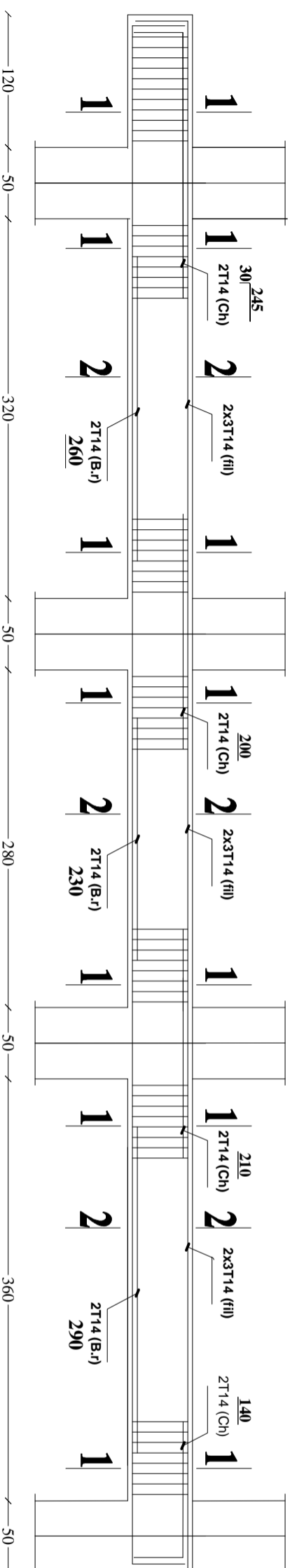
Dirigé par:
Madame.: SAIB. N

Poutre secondaire (35*30)

file :B,C,F,G



file :A,D,E,H



coupe1-1 /appui	coupe2-2 /travée

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY
DE TIZI OUZOU

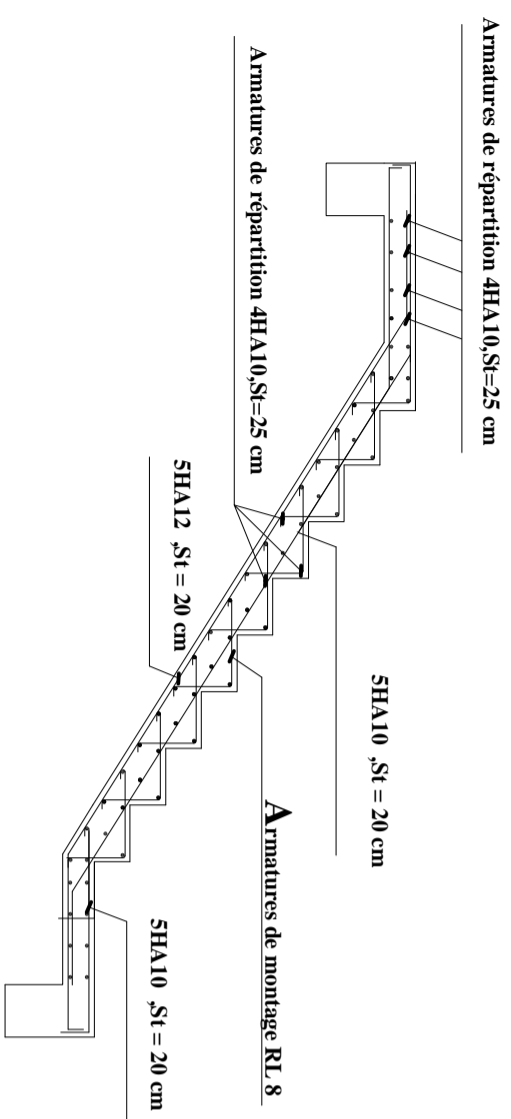
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou saïd

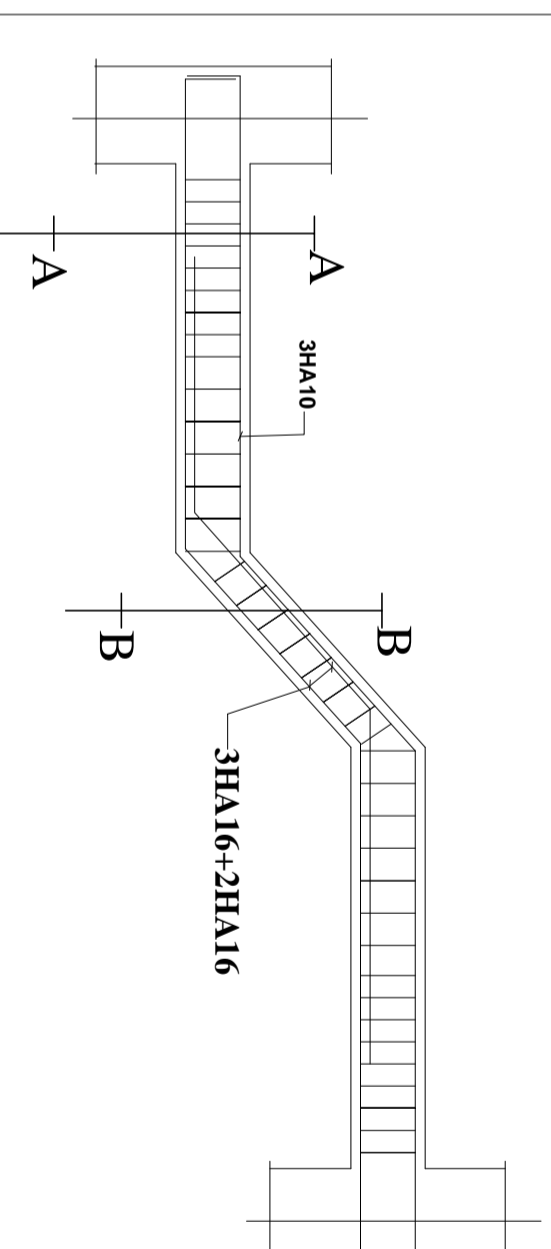
Ferrailage du poutre
secondaire

Dirigé par:
Madame : SAIB.N

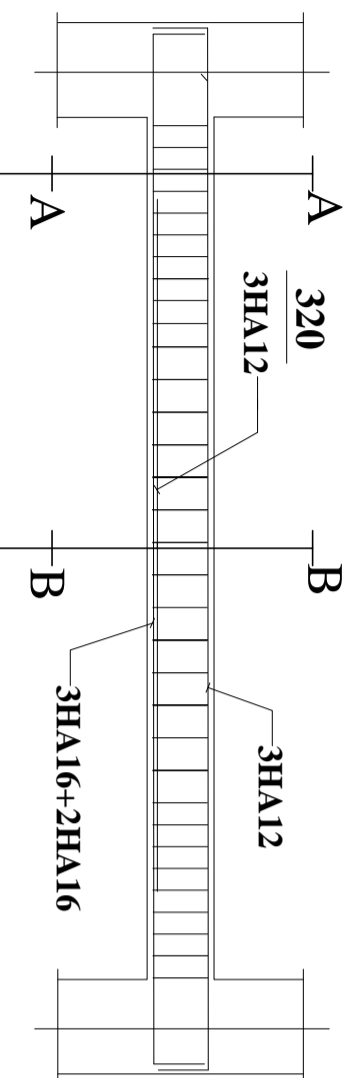
Ferrailage des escaliers



Ferrailage de la poutre Brisé



Ferrailage de la poutre palier



Coupe A-A /appui	Coupe B-B /travée
<p>3HA12(fil)</p> <p>Φ8(cadre+étrier)</p> <p>3HA16(fil)</p> <p>35</p> <p>25</p> <p>5</p> <p>20</p> <p>30</p>	<p>3HA12(fil)</p> <p>Φ8(cadre+étrier)</p> <p>3HA16(fil) +2HA16(chp)</p> <p>35</p> <p>25</p> <p>5</p> <p>20</p> <p>30</p>

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou saïd

Ferrailage des escalier

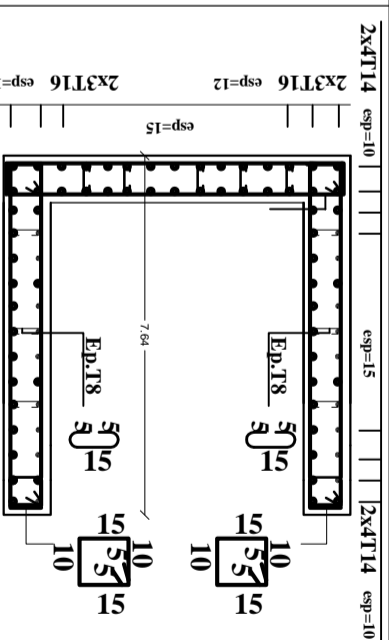
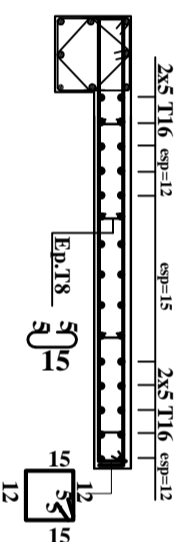
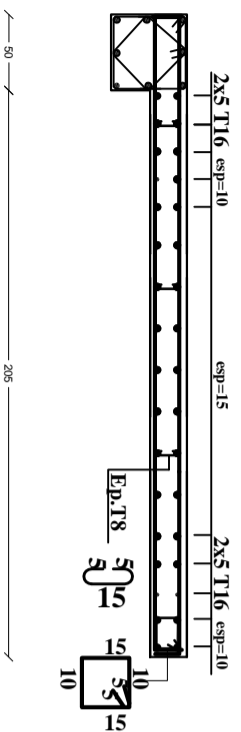
Dirigé par:
Madame : SAIB, N

poutre palier / poutre brisé

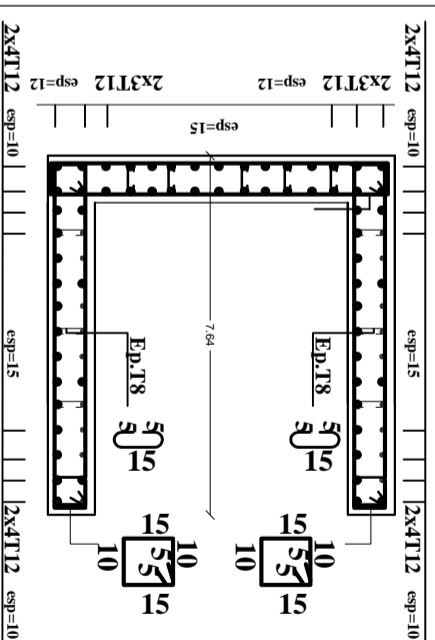
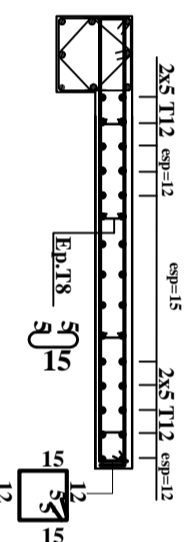
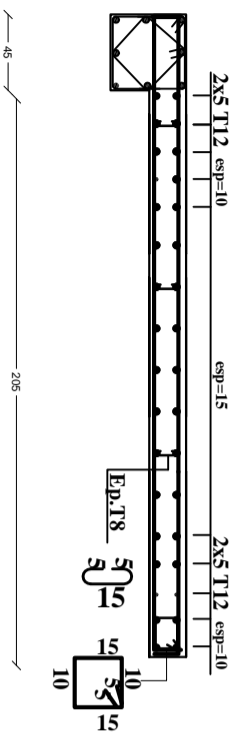
VL1

VL3

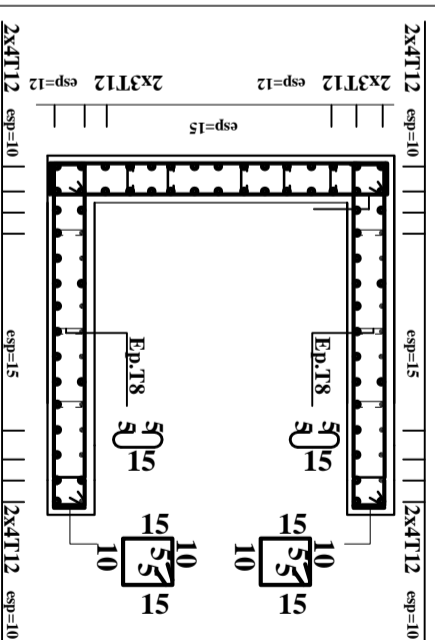
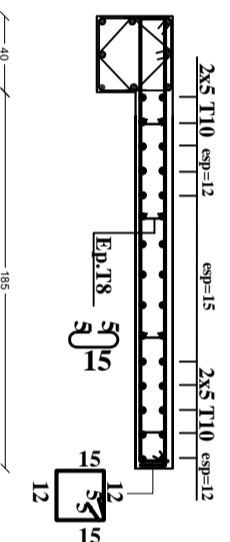
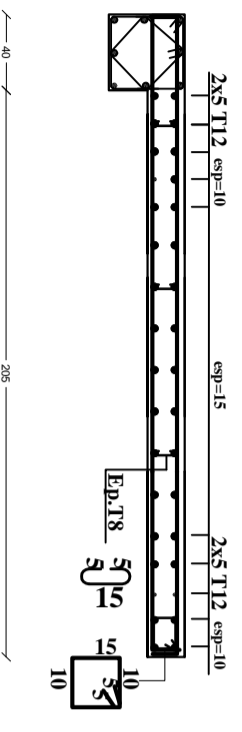
voile salle machine



Zone I



Zone II



Zone III

NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
- $F_c28=25\text{Mpa}$.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$.
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$.
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø.
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou saïd

Ferrailage des voiles
longitudinaux

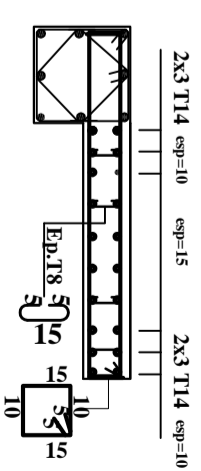
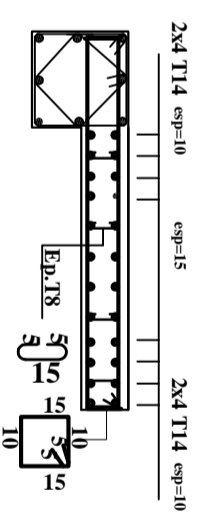
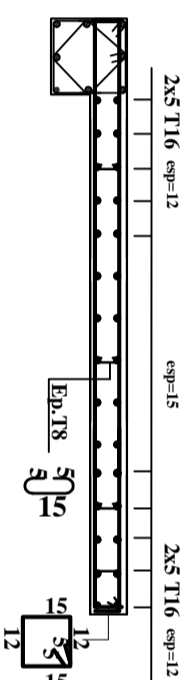
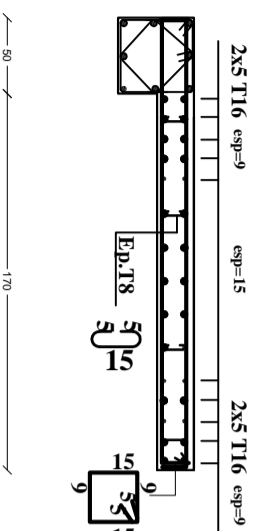
Dirigé par:
Madame : SAIB, N

VT5

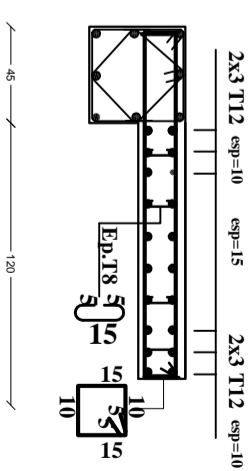
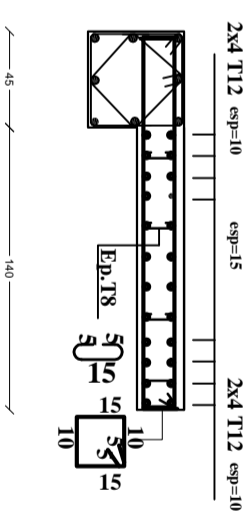
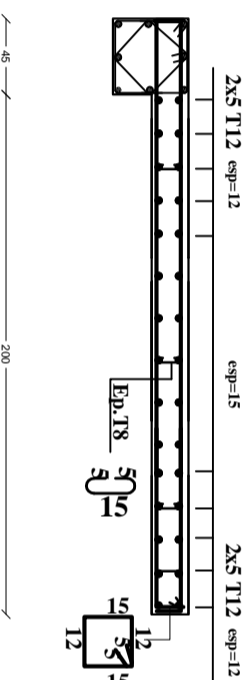
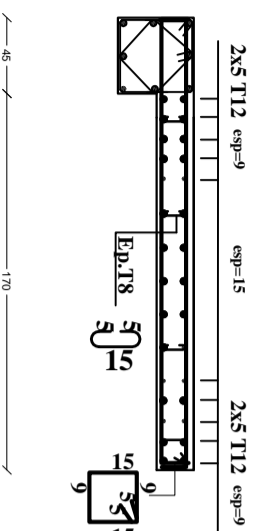
VT11

VT3

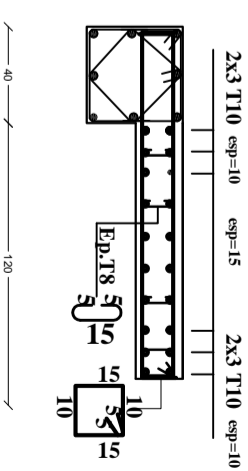
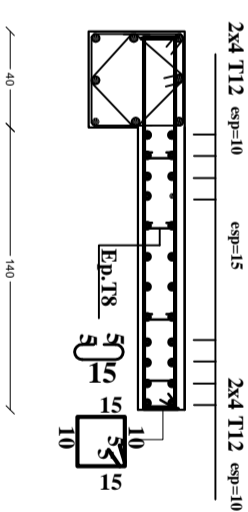
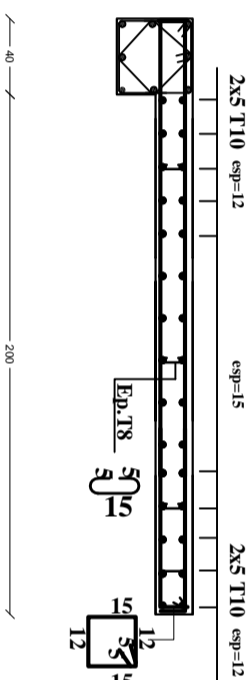
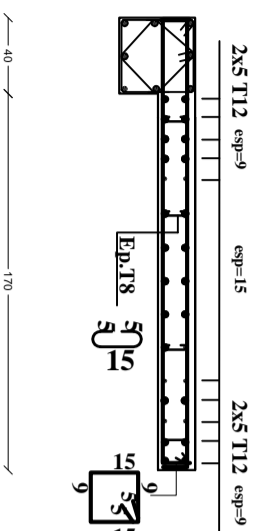
VT1



Zone I



Zone II



Zone III

NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$.
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$.
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø.
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
DE TIZI OUZOU

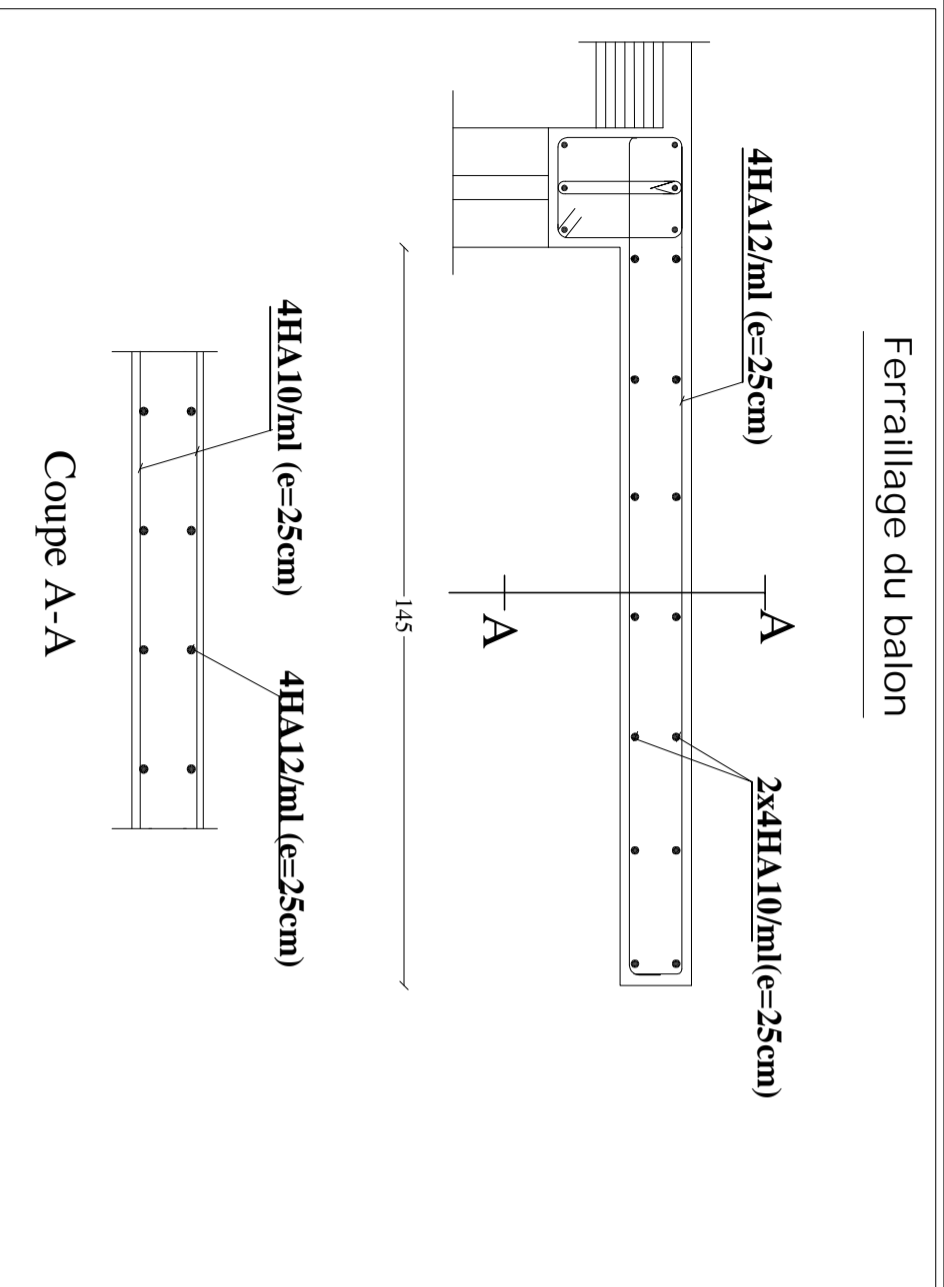
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou saïd

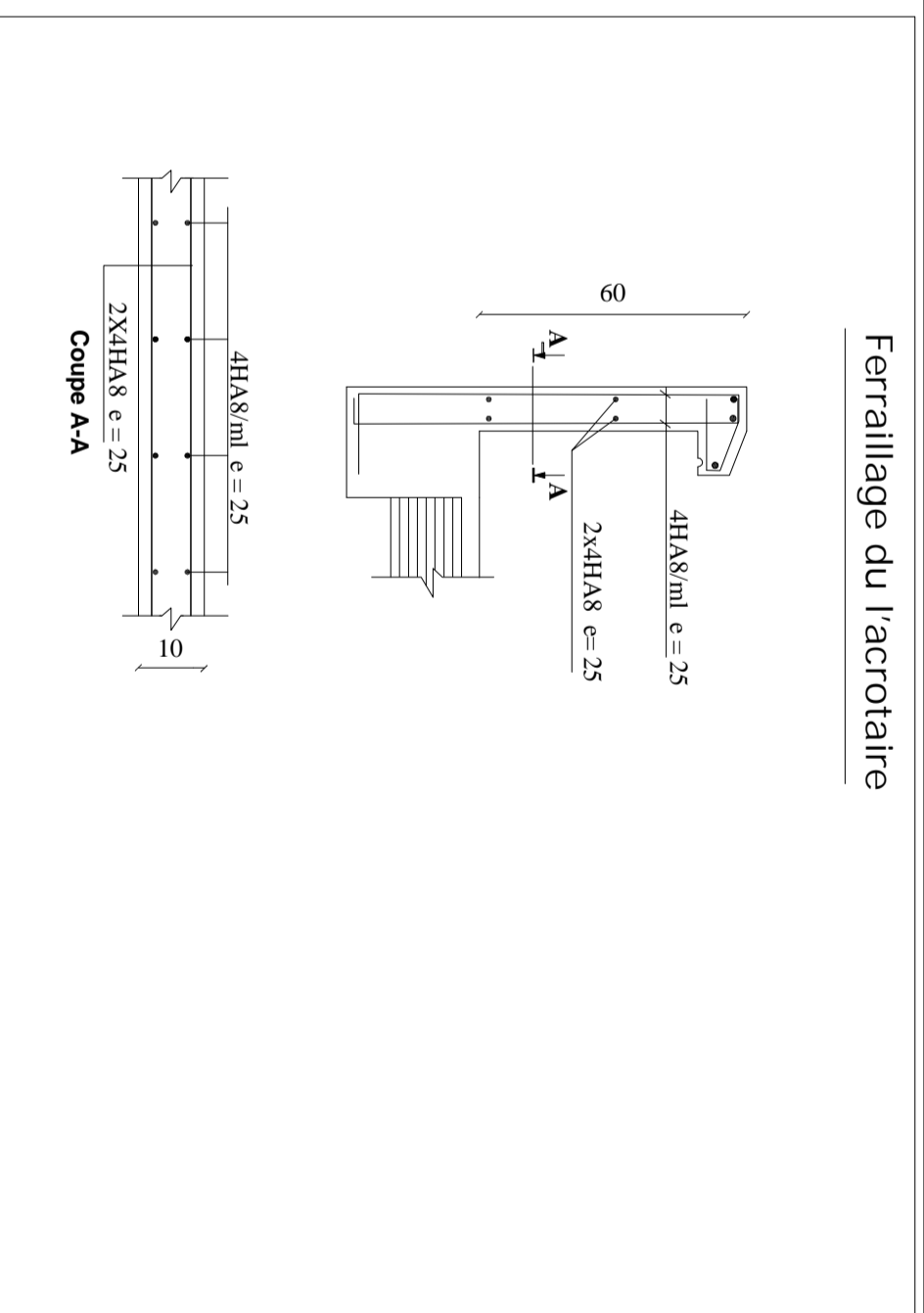
Dirigé par:
Madame : SAIB N

Ferrailage des voiles
trnasversals

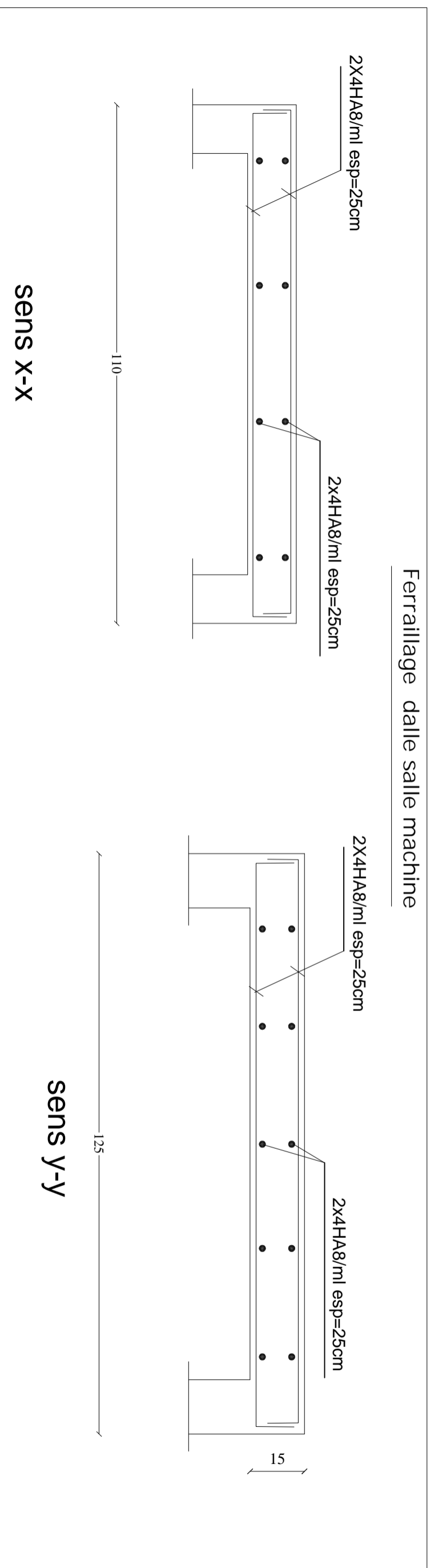
Ferrailage du balcon



Ferrailage de l'acrotaire



Ferrailage dalle salle machine



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Bendou saïd

Dirigé par:
Madame : SAIB.N

Ferrailage des blacon
acrotaire/salle machine