

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

**Etude d'une structure en (R+8) à usage
bureautique à ossature mixte**



Etudié par:

M^r AIT BENALI Fawzi

M^r KACI Lyes

Dirigé par :

M^{me} SEMAHI

Promotion 2013-2014

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs Années d'études.

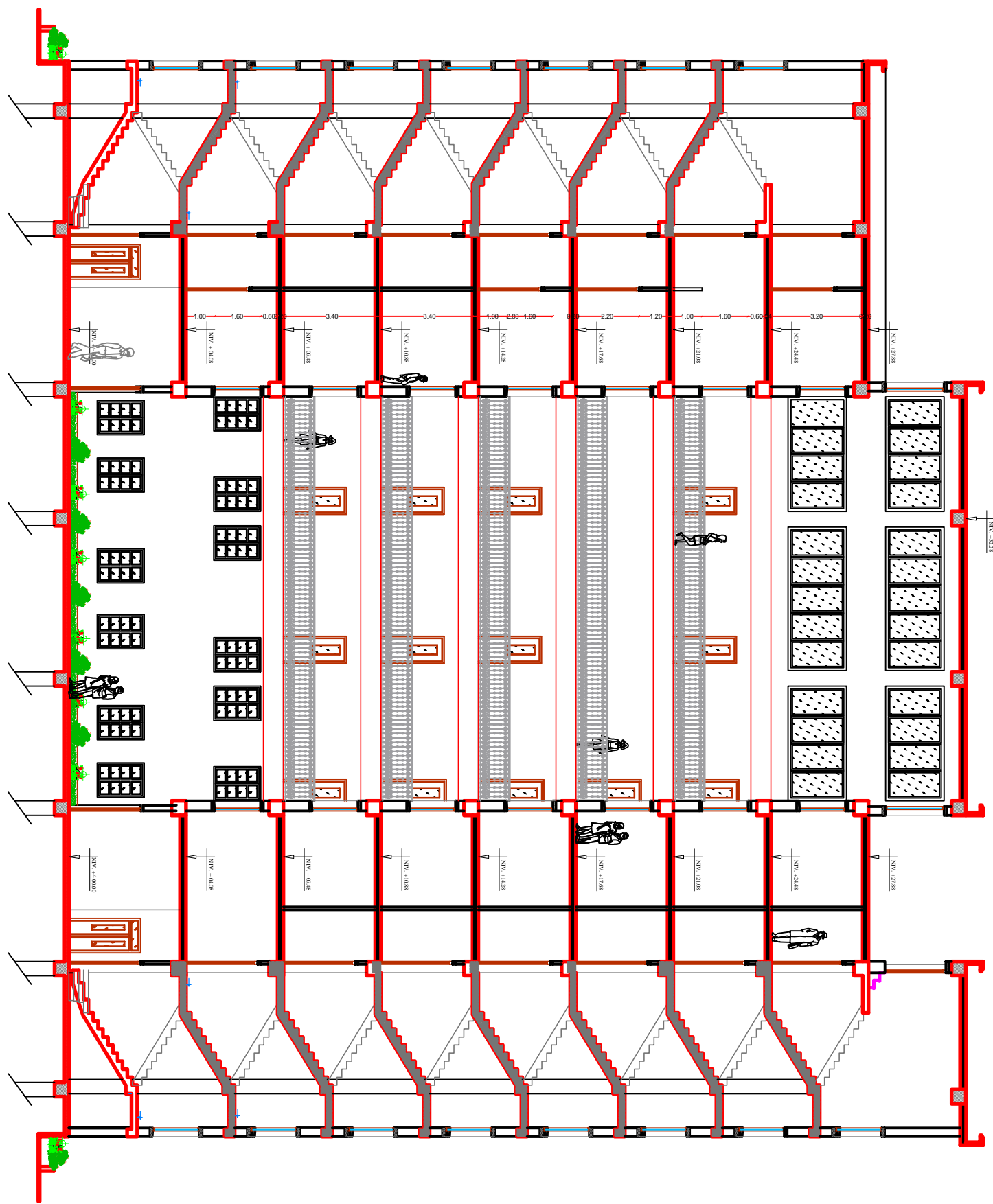
*Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à l'égard de tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à notre promotrice **M^{me} SEMAHI** pour sa disponibilité, ses conseils et suggestions.*

Nos remerciements vont également aux enseignants de la faculté ainsi qu'à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

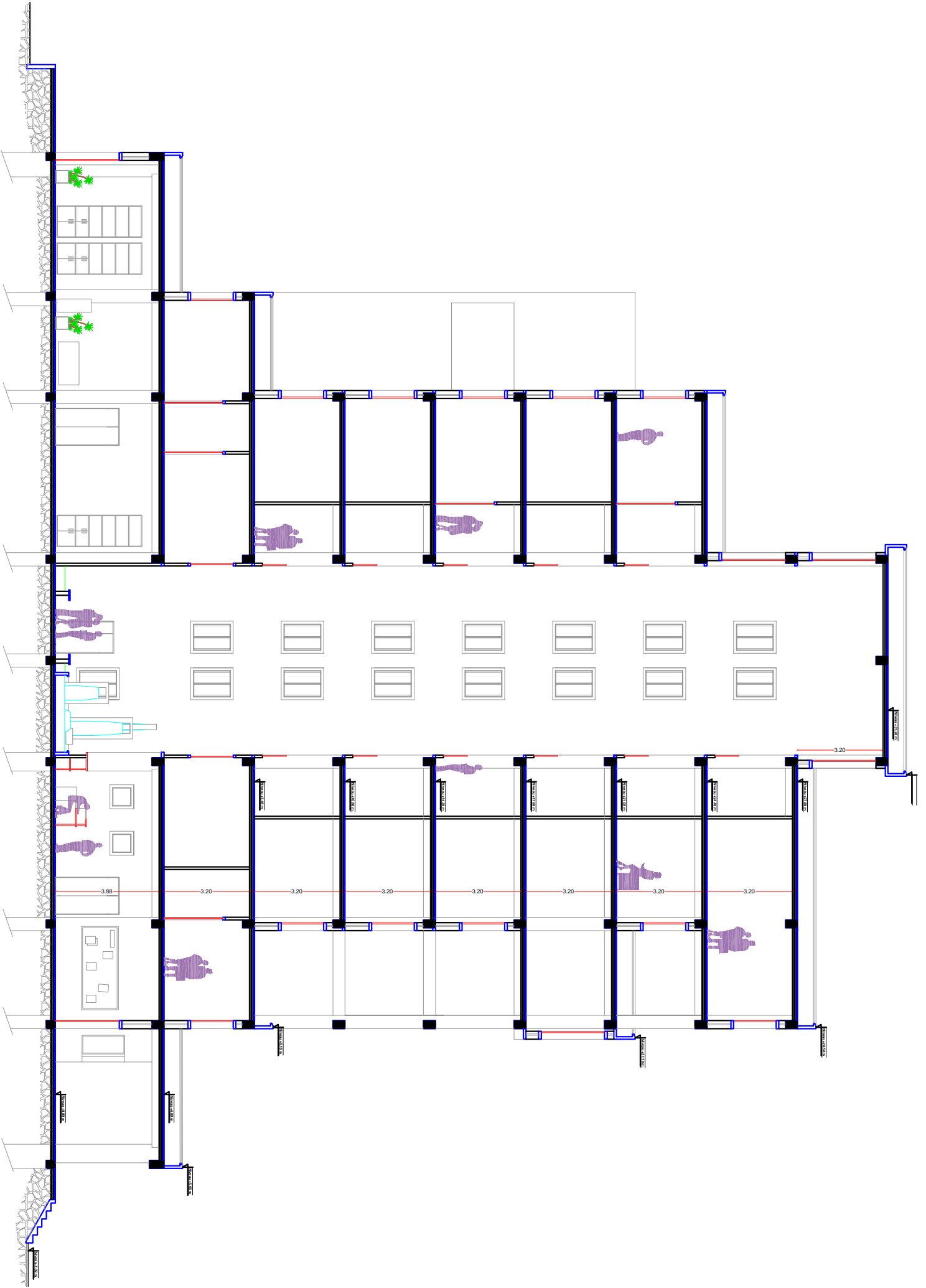
En fin, aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner et d'enrichir notre projet de fin d'études.

Merci

COUPE AA

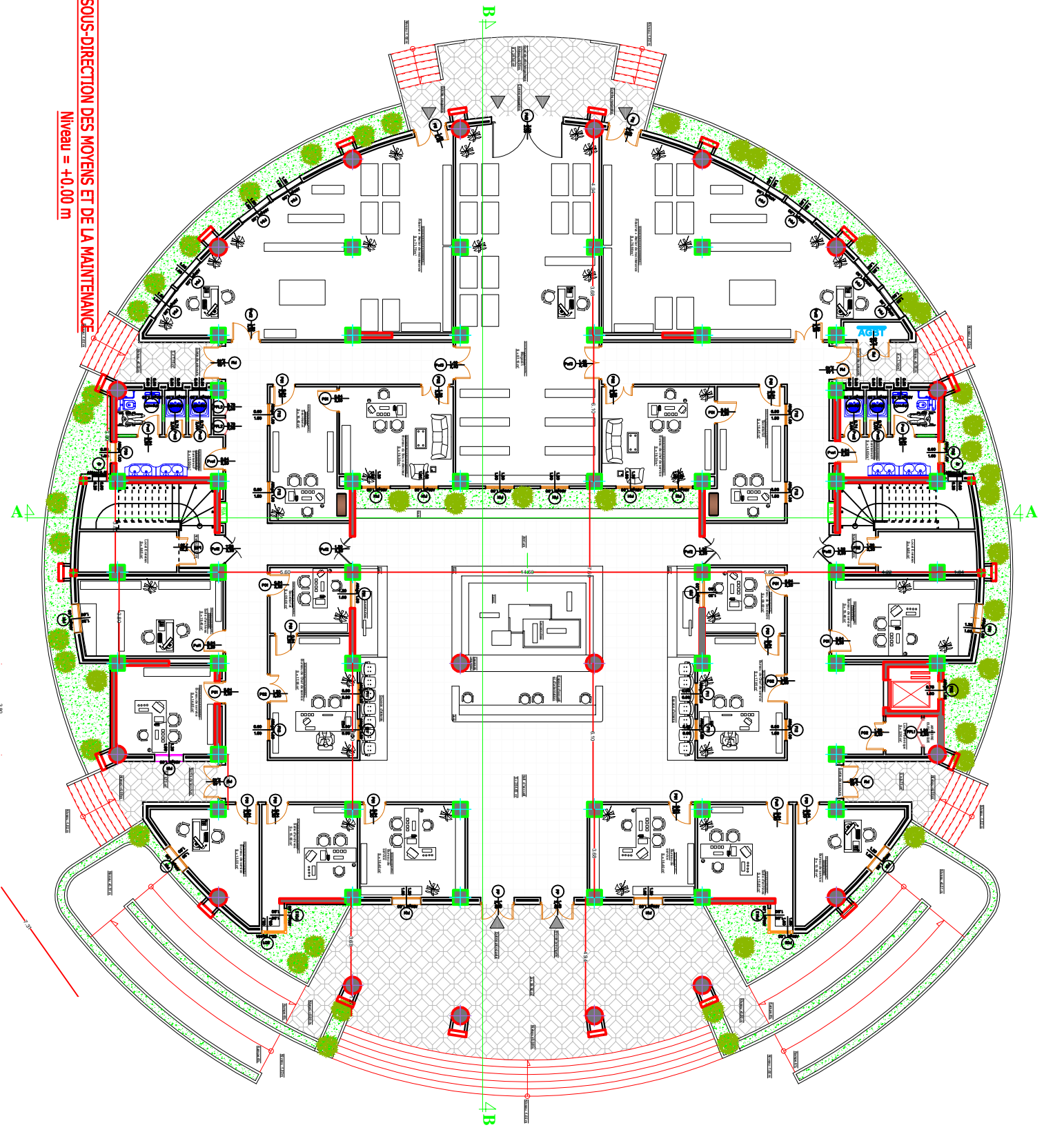


COUPE BB



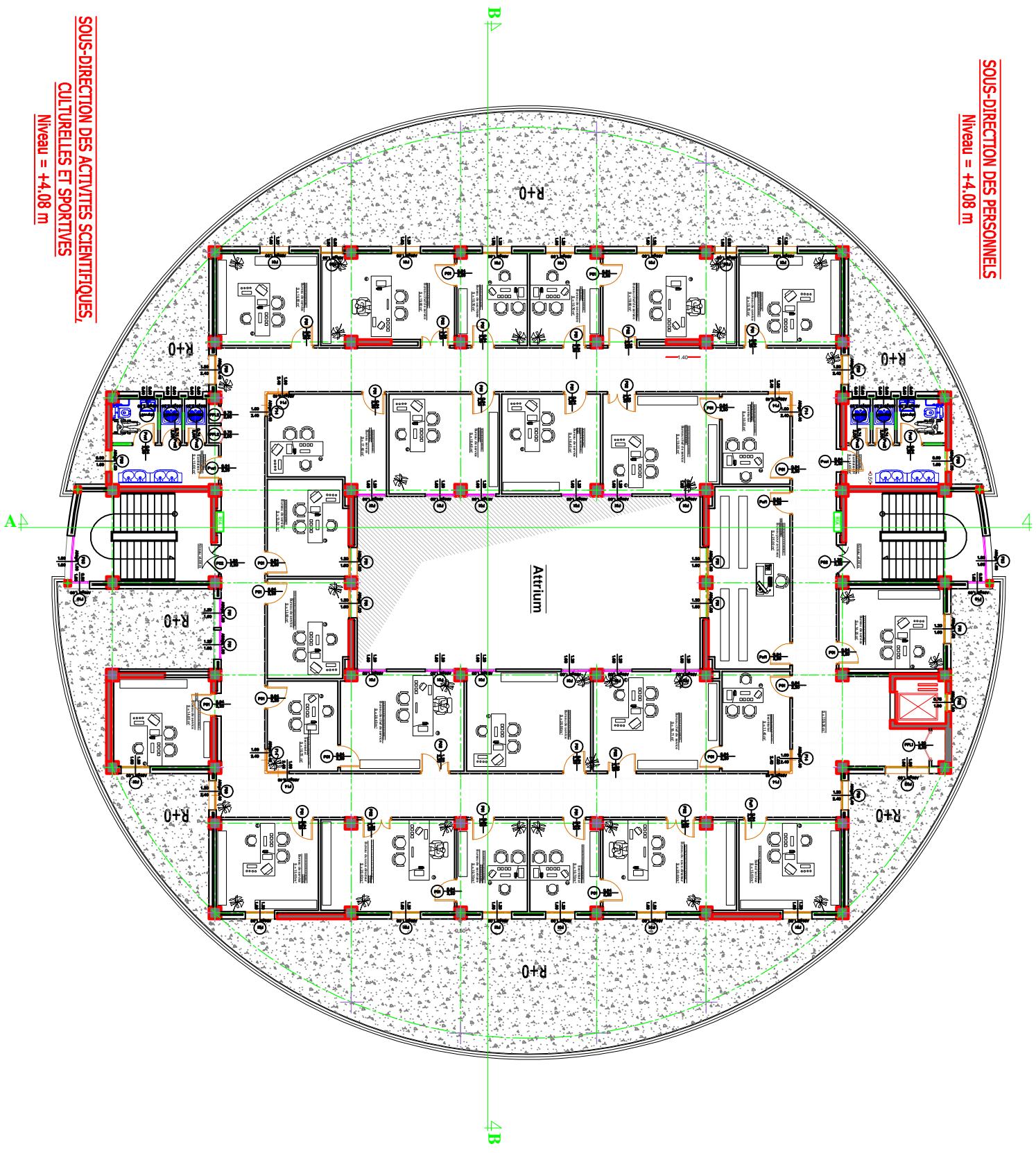
SOUS-DIRECTION DES MOYENS ET DE LA MAINTENANCE

Niveau = +0,00 m

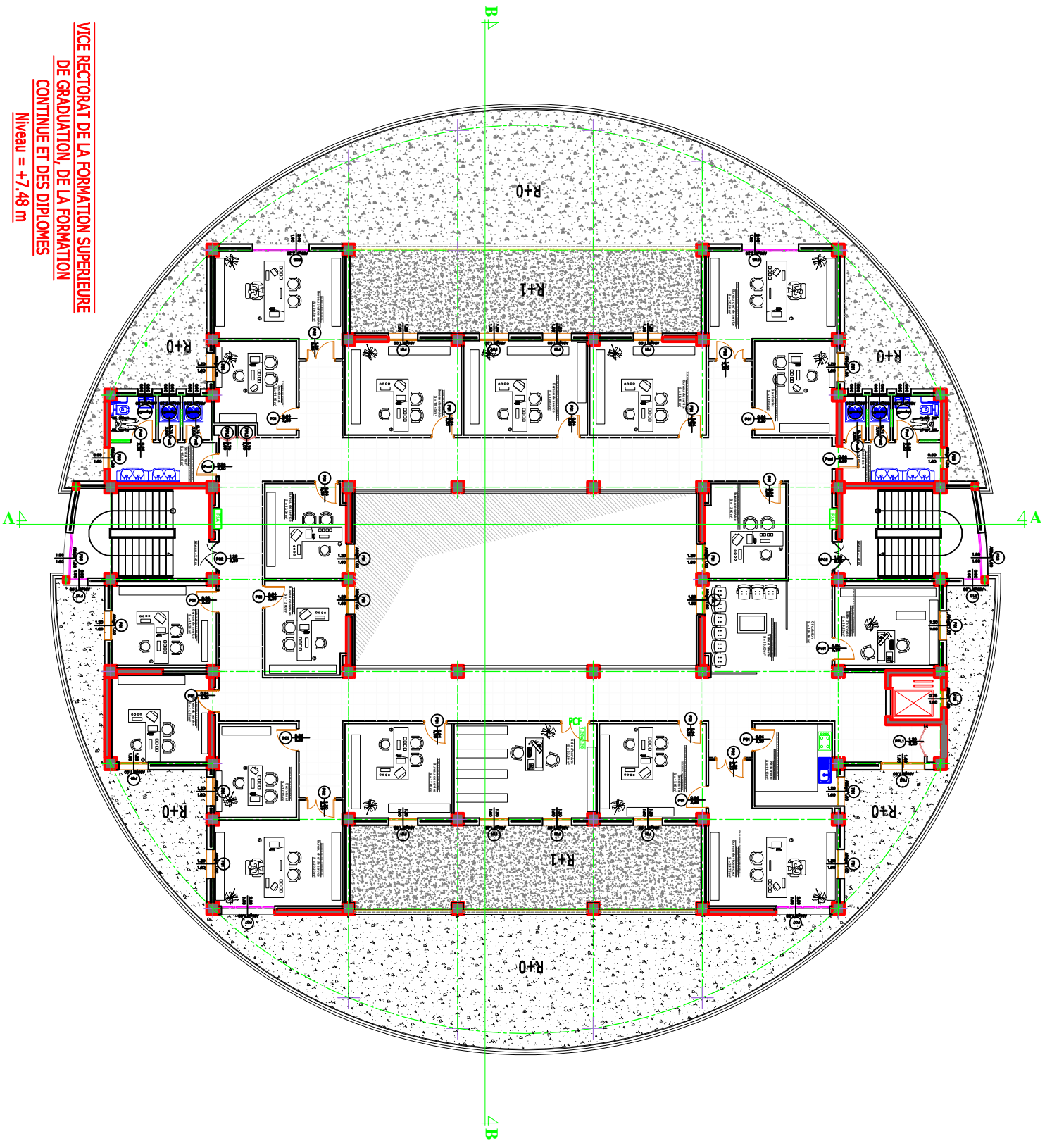


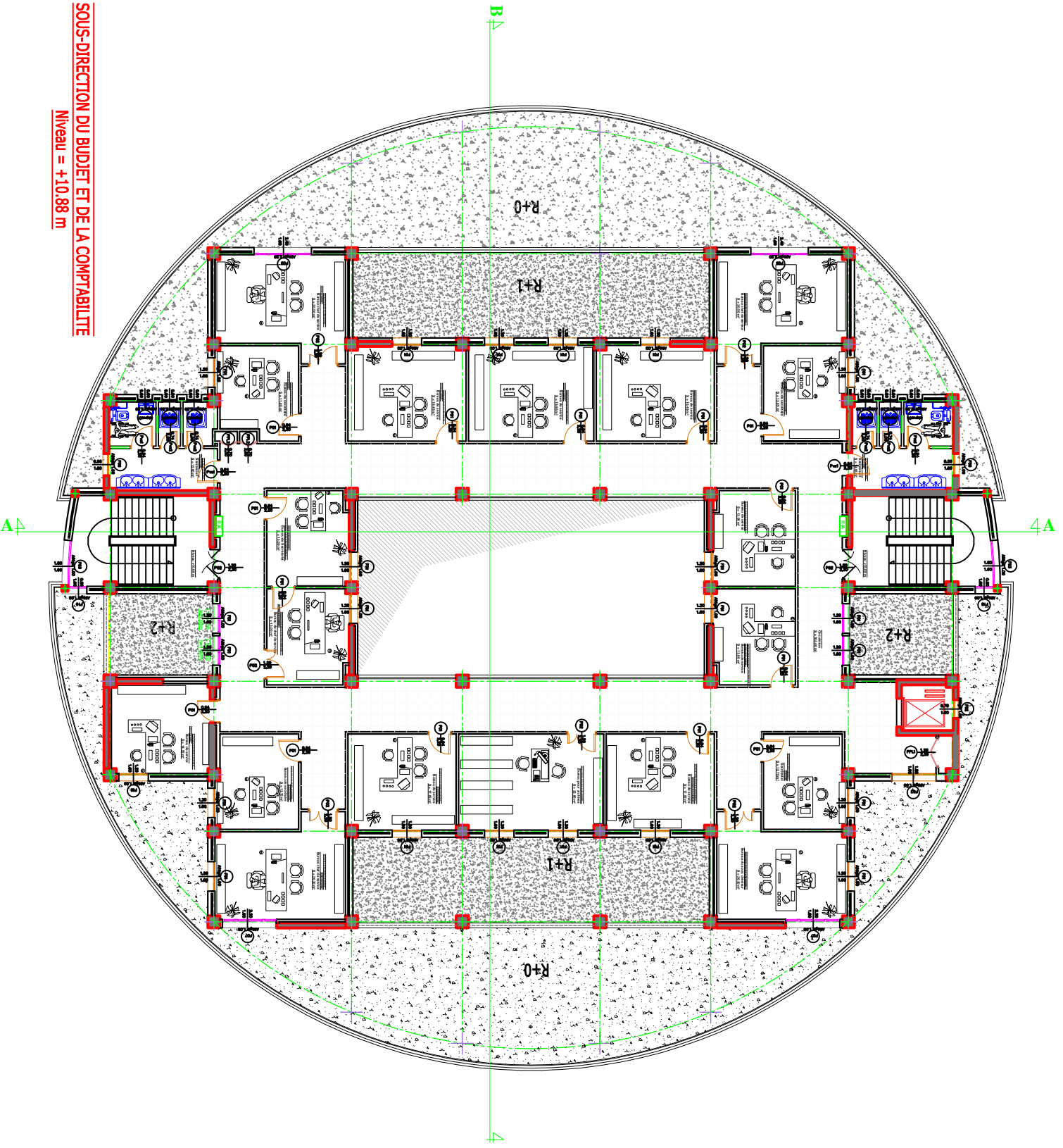
SOUS-DIRECTION DES PERSONNELS
Niveau = +4.08 m

**SOUS-DIRECTION DES ACTIVITES SCIENTIFIQUES,
CULTURELLES ET SPORTIVES**
Niveau = +4.08 m



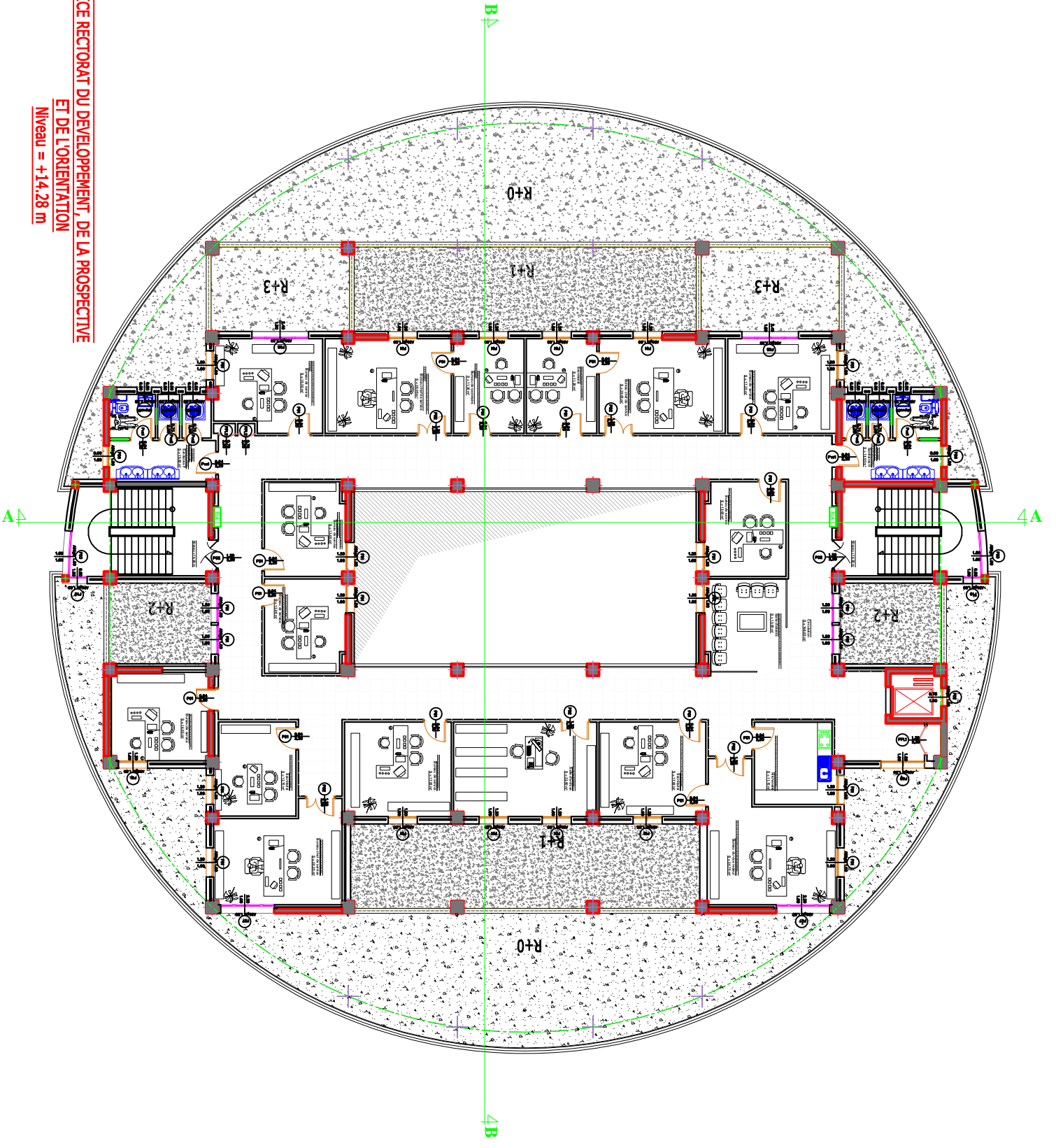
**VICE RECTORAT DE LA FORMATION SUPERIEURE
DE GRADUATION, DE LA FORMATION
CONTINUE ET DES DIPLOMES
Niveau = +7.48 m**





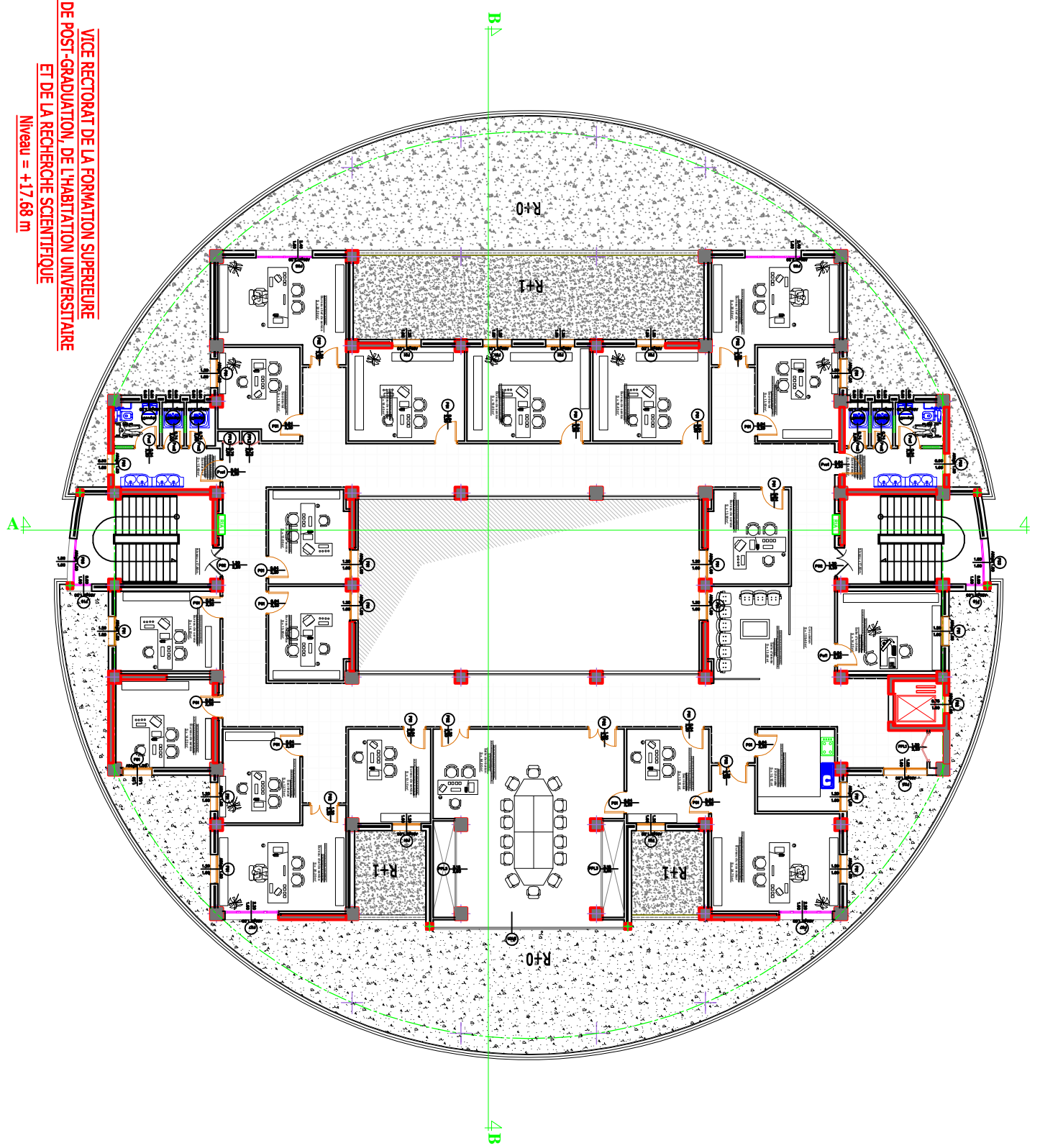
SOUS-DIRECTION DU BUDJET ET DE LA COMPTABILITE
 Niveau = +10.88 m

**VICE RECTORAT DU DEVELOPPEMENT, DE LA PROSPECTIVE
ET DE L'ORIENTATION**
Niveau = +14.28 m

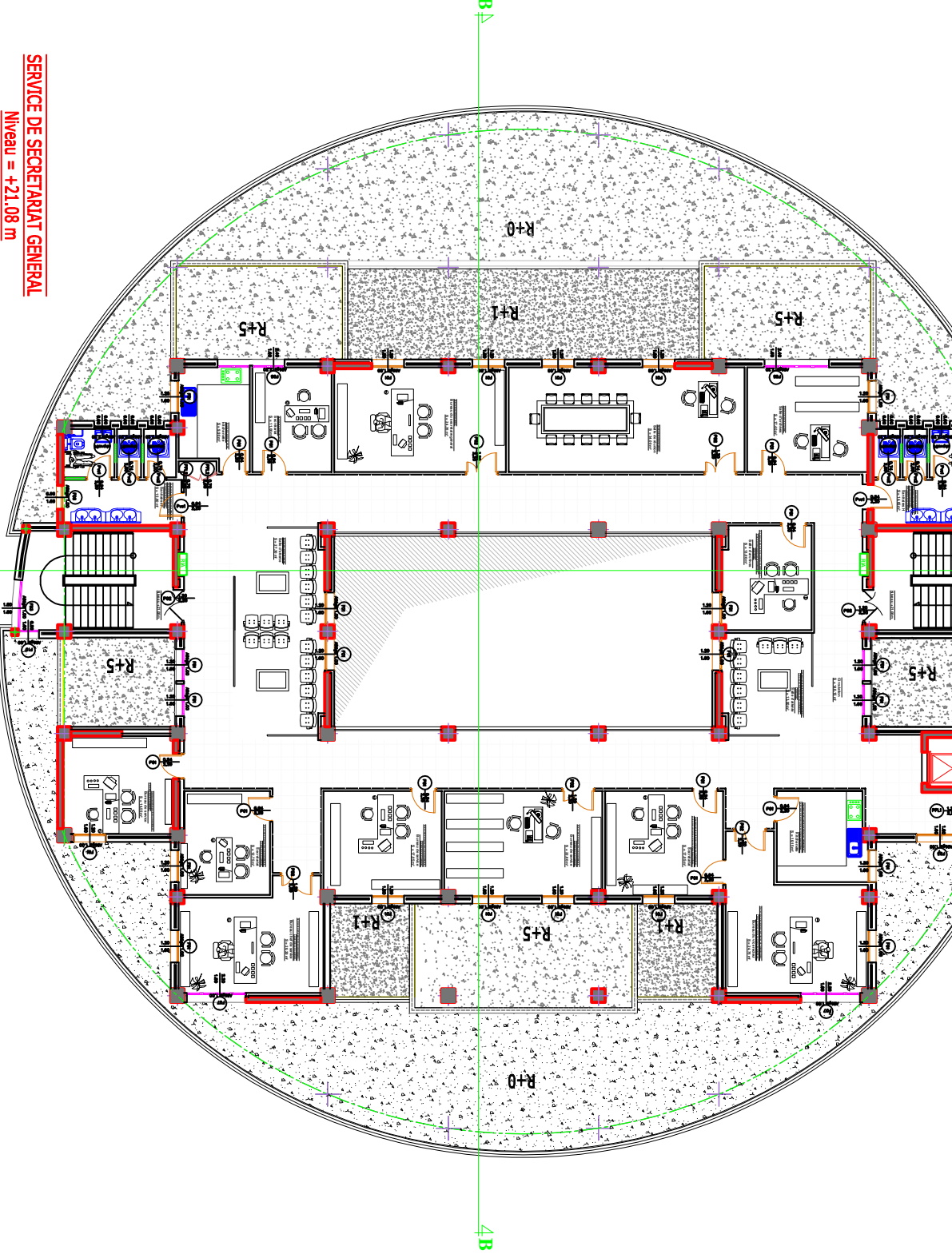


**VICE RECTORAT DE LA FORMATION SUPERIEURE
DE POST-GRADUATION, DE L'HABITATION UNIVERSTAIRE
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

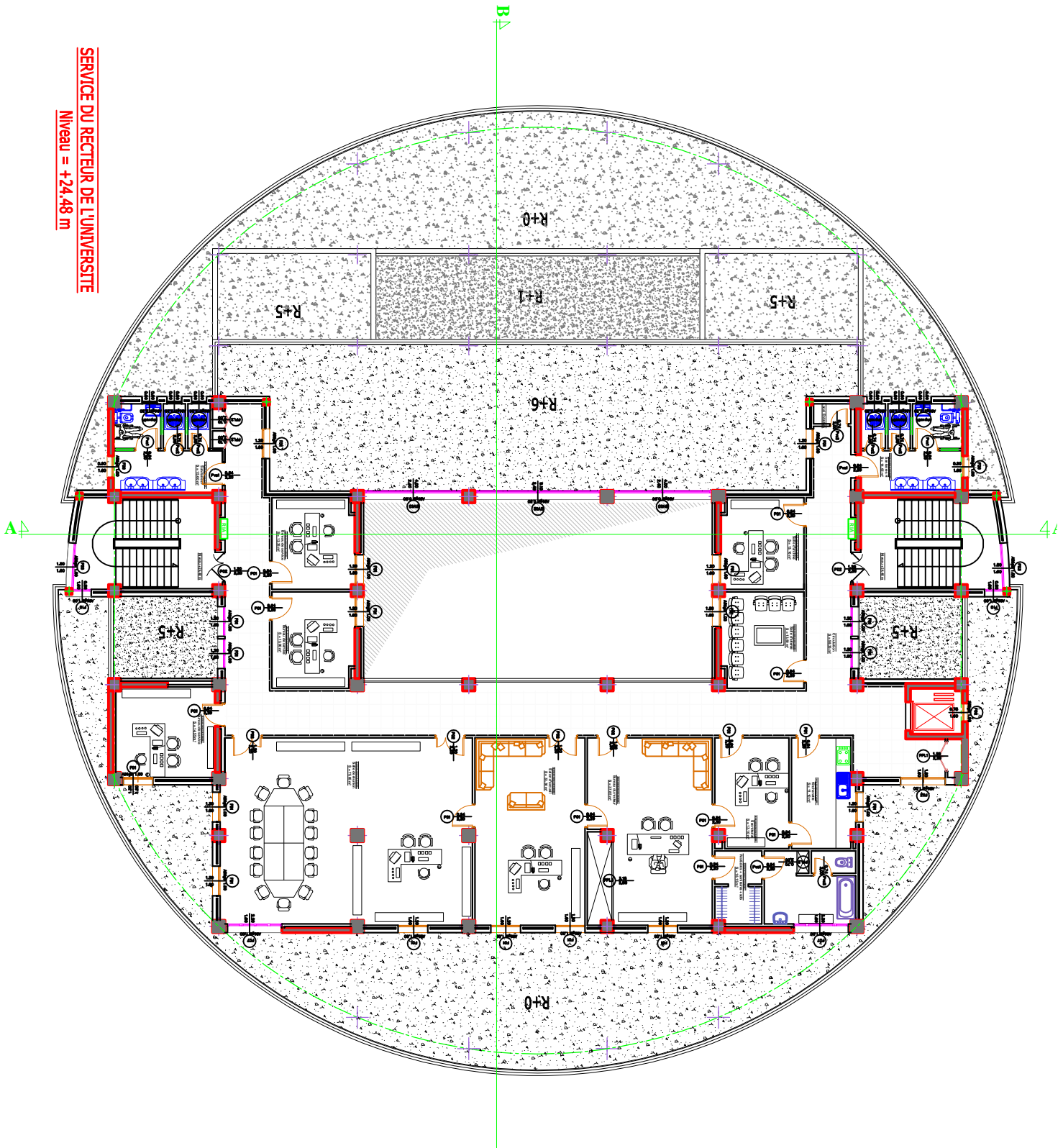
Niveau = +17.68 m



**VICE RECTORAT DES RELATIONS EXTERIEURES, DE
L'ANIMATION ET COMMUNICATION ET DES
MANIFESTATIONS SCIENTIFIQUES**
Niveau = +21.08 m

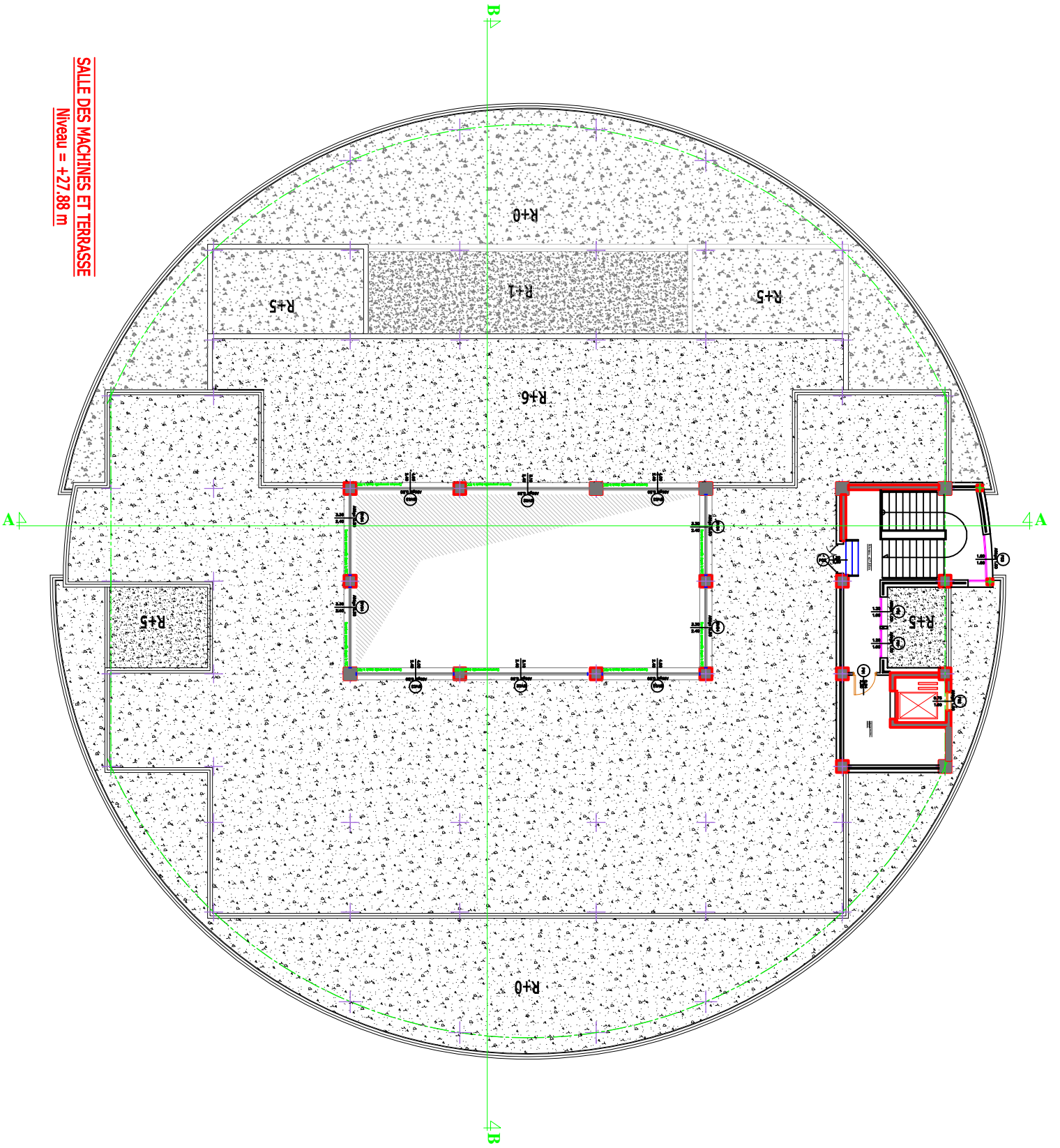


SERVICE DE SECRETARIAT GENERAL
Niveau = +21.08 m



SERVICE DU RECTEUR DE L'UNIVERSITE
Niveau = +24.48 m

SALLE DES MACHINES ET TERRASSE
Niveau = +27.88 m



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux.

I-1- Description de l'ouvrage	2
I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I-3- Caractéristiques géométriques du sol d'assise	2
I-4- Eléments de l'ouvrage	3
I-5-Eléments composant l'infrastructure.....	4
I-6-La réglementation.....	4
I-7-Définition de l'état limite	4
I-8-Caractéristiques des matériaux.....	5
I-9- Les aciers.....	6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction	9
II.2. Evaluation des charges et surcharge	9
II.3. Pré dimensionnement	12
II.4. Descente de charge	15

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1: Les planchers à corps creux	22
III.2 : Escalier	39
III.3 : Calcul de la poutre palière.....	51
III.4 : Acrotère	57
III.5 : Salle machine	63
III.6 : Etude de la charpente métallique.....	70

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.

IV.1- Introduction	79
IV.2-Etapes d'introduction des données	80

Chapitre V : Vérification au RPA.

V.1 Introduction	91
V.2- Choix de la méthode de calcul	91
V.3-Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA99/2003.....	92

Chapitre VI: Ferrailage des éléments :

VI -1 Introduction.....	102
VI-2 Ferrailage des poutres	102
VI -3 Ferrailage des poteaux	112
VI-4 Ferrailage des voiles	125

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure :

V II-1- Introduction	143
VII.2.Etude géotechnique du sol	143
VII-3-Choix du type de fondation	143
VII.4.Etude du radier général	146
VII .5. Ferrailage du radier	153
VII.6. Ferrailage des nervures	157
VII.7. Ferrailage du débord	163

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION

La réalisation d'un projet de construction en génie civil se répartit en plusieurs étapes dispensées souvent auprès de plusieurs sociétés. Un projet est distingué par sa planification, sa conception, son dimensionnement, son appel d'offres ainsi que son exécution.

De ce fait, une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- 1- qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.*
- 2- qu'elle ne doit pas être endommagée par les événements, tels que l'explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.*
- 3- qu'elle doit résister pour les degrés de fiabilité, à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.*

Afin de satisfaire les exigences exprimées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous, l'Algérie, on se référera au règlement parasismique algérien RPA 99 / Version 2003).

Chapitre I :
Description de l'ouvrage et
caractéristiques mécaniques des
matériaux.

I. Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation en master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en **R+8** à usage administratif, le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descente des charges et un pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis (**ETABS 9.6**) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le *BAEL91* et le *CBA93 RPA99/version2003*.

I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments de résistance d'un bâtiment (**R+8**) à usage administratif (rectorat de l'université), qui sera implanté à **BOUIRA**.

L'ouvrage envisagé est une structure de groupe d'usage **IB** et se situe dans une zone sismique **IIa** (selon le RPA 99/2003).

Le bâtiment comporte :

- Un Rez-de-chaussée.
- 8 étages à usage administratif.
- 2 cages d'escaliers.
- 1 cage d'ascenseur.
- 2 terrasses inaccessibles.

I.2. Caractéristique géométriques :

La présente structure a pour dimension :

➤ Dimensions en élévation :

- hauteur du bloc est de **H = 32.28 m**
- hauteur de RDC est de..... **h = 4,08 m**
- hauteur des étages courants **h = 3.40m**

➤ Dimensions en plan :

- diamètre du rez-de-chaussée **D = 38.21 m**
- une largeur des étages courants **l = 27.60 m**

I.3. Caractéristique géométriques du sol d'assise :

- Nature du sol : le site est considéré comme ferme (S2)
- La contrainte du sol : **$\sigma = 2.5$ bars**

I.4. Elément de l'ouvrage :**➤ Ossature :**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent

reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (art 3.4.A ,2 RPA 99/03)

➤ **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les plancher supposée infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges

- Fonction d'isolation : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement.

Dans notre cas on a adopté des planchers en corps creux avec une table de compression en béton armé.

➤ **Escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers assurant la circulation sur toute sa hauteur. Elle est réalisée en béton armé.

Nous avons un seul type d'escalier (escalier droit à deux volées constitué d'une paillasse et d'un palier de repos).

➤ **Maçonnerie :**

- Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtements :**

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour murs intérieurs (salle d'eau et la cuisine).

➤ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles et coulés sur place.

➤ **La terrasse :**

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

Dans notre cas, elle est constituée de corps creux.

➤ **L'acrotère :**

Au niveau des terrasses, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 70cm de hauteur.

➤ **Coffrage :**

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

- **La toiture** : On opte pour une charpente métallique constituée de pannes, de liernes, et une couverture en verre.

I.5. Eléments composants l'infrastructure :

Les fondations sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

La transmission se fait :

- Soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général),
- Soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

I.6. La réglementation :

Pour plus de précision dans nos calculs, on utilise :

- **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL91):**

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

- **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):**

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

- **technique réglementaire (DTR.- B.C.2.2) :**

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

- **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :**

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I. 7. Définition d'un état limite : (CBA 93 – chapitre A-4) :

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue :

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

Correspondant à la limite soit de :

- l'équilibre statique.
- la résistance de l'un des matériaux.
- la stabilité de forme.

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à :

- L'état limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

I.8. Caractéristiques des matériaux :

I.8.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 kg /m³ de ciment CPG 425.

Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

On a, pour 1m³ de béton armé :

- Granulat :
 - Sable : 380 à 450 cm³
 - Gravillons : 750 à 850 cm³
- Ciment : 300 à 400 kg
- Eau : 150 à 200 l.

I.8.1.1. Les caractéristiques mécaniques du béton :

I.8.1.1.2. La résistance :

➤ **La résistance à la compression (BAEL91 modifié 99) :**

La résistance à la compression du béton à l'âge (j) jours f_{cj} sa résistance à la rupture par compression à (j) jours. Pour $j \leq 28$ jours, est calculée comme suit : (Art A-2.1, 11BAEL91).

La résistance f_{cj} est égale à :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **La résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours f_{tj} , donnée par (ArtA-2.1, 12BAEL91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.8.1.1.3. Contrainte Limite du béton : (ArtA.2.1 ,11 BAEL91)

- A L'E.L.U : σ_{bc} [MPa]

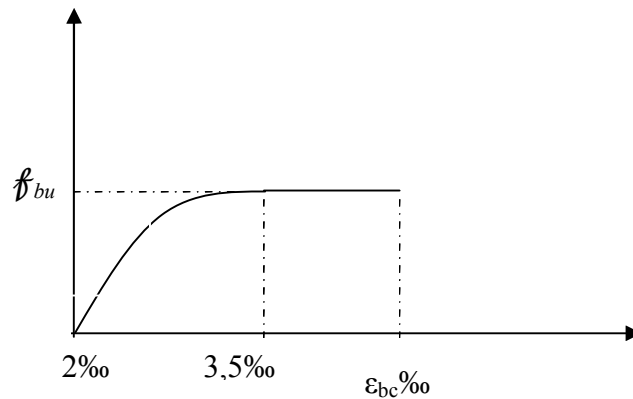


Figure I.1 : « diagramme contrainte – déformation du béton (ELU) »

$$f_{bu} = \sigma_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Art : A.4.3.41, BAEL91}).$$

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$ situation courante.
- θ : Coefficient de sécurité dépendant de la durée d'application des combinaisons d'action considérée.

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24h.

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

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

- A L'E.L.S :

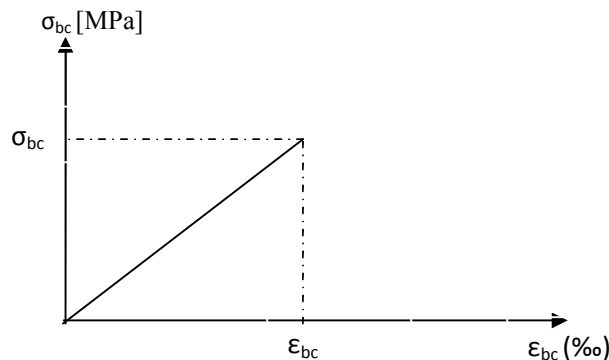


Figure I.2: « Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS) »

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

I.8.1.1.4. Module de déformation longitudinale :

- Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton pour les charges à durée d'application courte $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa. (Art A-2.1.21 BAEL91)
- Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) du béton pour les charges de longue durée d'application, $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa. (Art A-2.1.22 BAEL91)

Pour un béton dont $f_{c28} = 25$ Mpa : $E_{vj} = 32164,20$ MPa.

$$E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

I.8.1.1.5. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté G est donnée par la relation suivante :

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

Avec E : module de Young

V : coefficient de poisson

I.8.1.2. Coefficient de poisson : (Art 2.1.22 BAEL91)

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

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{à L'E.L.S}$$

$$\nu = 0 \quad \text{à L'E.L.U}$$

I.9. Les aciers :

Les aciers sont des matériaux caractérisés par leur bonne résistance à la traction et la compression.

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de tractions auxquels le béton résiste mal.

Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface :

- Les aciers de haute adhérence de nuance: Fe E 400 dont la limite d'élasticité $F_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé type 520.
- Les rond lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa

I.9.1. Module de déformation longitudinale : (Art II BAEL99)

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constant quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.9.2. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν des aciers est pris égal à 0.3

I.9.3. La limite élastique garantie f_e :

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

I.9.4. Diagramme contraintes déformation de l'acier:

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifier suivant (art A.2.2,2 BAEL 91)

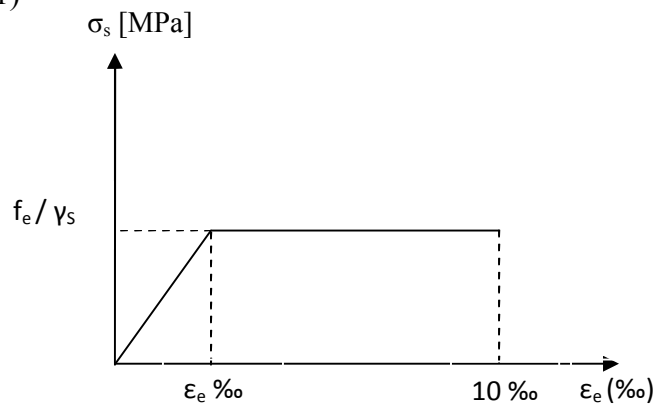


Figure I.3 : « Diagramme contrainte – déformation de l'acier »

➤ **Contraint limite ultime : (Art A 2.1,3 BAEL91)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation courantes

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ pour les HA

➤ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

Trois cas de fissuration sont possibles :

- Fissuration peu nuisible : (ArtA 4.5, 32 BAEL91)

La contrainte n'est pas soumise à aucune limitation $\sigma_s \leq f_e$

-Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5,33 BAEL91)

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{n}f_{tj})$$

- Fissuration très préjudiciable: (Art A.4.5, 34 BAEL91)

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90\sqrt{n}f_{tj})$$

Avec : η coefficient de sécurité

$\eta = 1,0$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

➤ Protection des armatures : (Art A.7-2, 4 BAEL)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II :
pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur les règles du RPA 99 version 2003 et le BAEL91. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

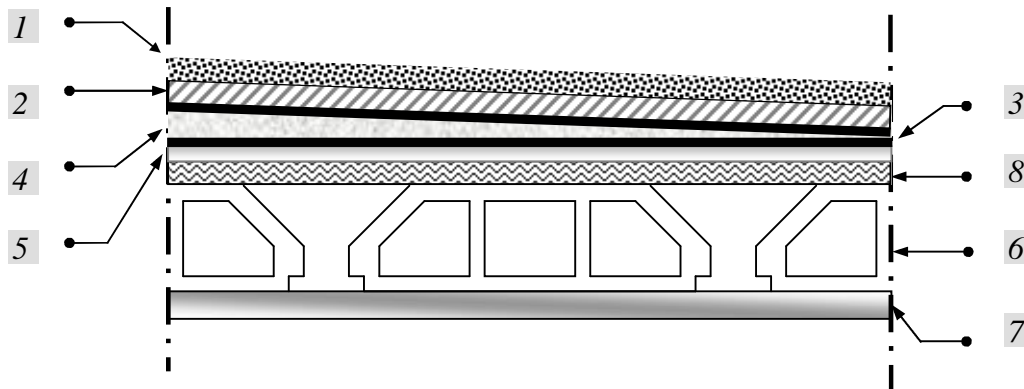


Figure II.1 : Constituants d'un plancher terrasse

a. Charges permanentes : (Gt)

Eléments constituants plancher terrasse	Epaisseur (e) (m)	Charges (kN/m ²)
1- Protection gravillon.	0.05	1
2- Etanchéité multicouches.	0.04	0.24
3- Papier kraft.	2 feuilles	0.5
4- Forme de pente en béton maigre.	0.08	0.96
5- Par vapeur.	0.01	0.01
6- Plancher en corps creux.	(20+4) cm	3.20
7- Enduit en plâtre.	0.02	0.2
8- Isolation thermique.	0.04	0.16
		Gt = 6.27

b. Charges d'exploitations :

La terrasse inaccessible la charge d'exploitation c'est poids de l'ouvrier.

$$Q_t = 1 \text{ kN/ml}$$

II.2.2) Plancher courant :

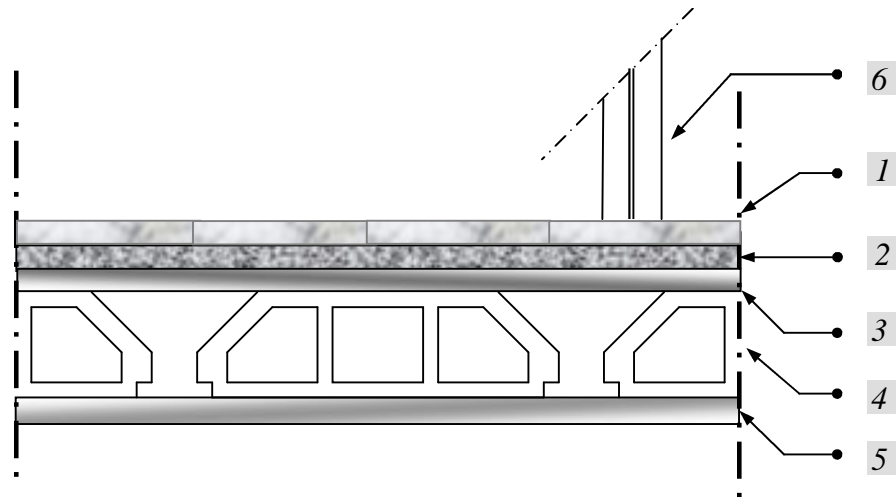


Figure II.2 : Constituants d'un plancher courant

a. Charges permanente (Gc) :

Éléments constituants planché courant	Épaisseur (e) (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
1-Carrelage	0.02	0.44
2-Chape en mortier de ciment	0.02	0.4
3-Lit de Sable	0.02	0.36
4-Plancher en corps creux	(20+4) cm	3.20
5-Enduits de plâtre	0.02	0.2
6-Cloisons	0.14	1.3
		GC = 5.9

b. Charges d'exploitations Q : (DTR2.2)

- Salle de Bureau..... Q = 2.50 kN/m².
 - Kitchenette..... Q = 2.50 kN/m².
 - Salle de réunion..... Q = 2.50 kN/m².
 - Hall de réception..... Q = 2.50 kN/m².
 - L'escalier..... Q = 2.50 kN/m².
 - L'acrotère..... Q = 1.00 kN/m².
 - Salle d'archive..... Q = 5.00 kN/m².
 - Maintenance..... Q = 2.50 kN/m².
 - Reserve..... Q = 4.00 kN/m².
 - Sanitaires..... Q = 1.50 kN/m².
- Charges d'exploitation totale : (Q_t) = 26,5 kN/ m²

II.2.3. Murs extérieurs :

Constituants d'un mur extérieur	Epaisseur (e) (m)	Charges (kN/m ²)
1- Revêtement extérieure en ciment	0.02	0.36
2- Brique creuse extérieure	0.10	0.90
3- Lâme d'air	0.05	/
4- Brique creuse intérieure	0.10	0,90
5- Enduit de plâtre	0.02	0.20
		Gm = 2.36

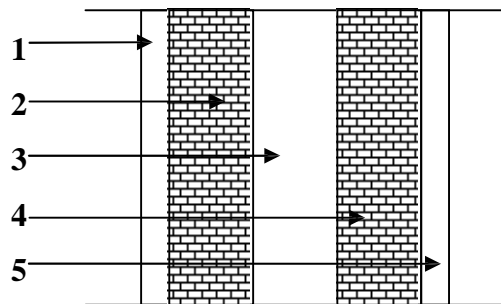


Figure II.3 : Coupe verticale d'un mur

II.2.4. Murs intérieurs :

Constituants d'un mur extérieur	Epaisseur (e) (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Brique creuse intérieure	0.10	0.9
2- Revêtement extérieure en ciment	2 × 0.02	0.4
		Gm = 1.3

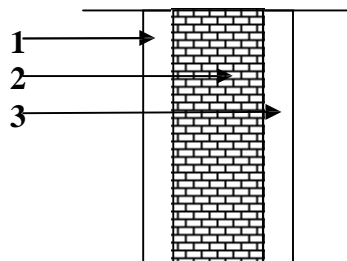


Figure II.4 : Coupe horizontale du mur intérieur

II.3. Pré dimensionnement :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.3.1. Le plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

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

$$h_t \geq L/22,5 \quad (\text{Art E4.8.5, BAEL91/99})$$

Avec : h_t : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 5,60 \text{ m}$

Ce qui nous donne :

$$h_t \geq 560/22,5 = 24,88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (20+5) cm, c'est-à-dire : $h_t = 25 \text{ cm}$.

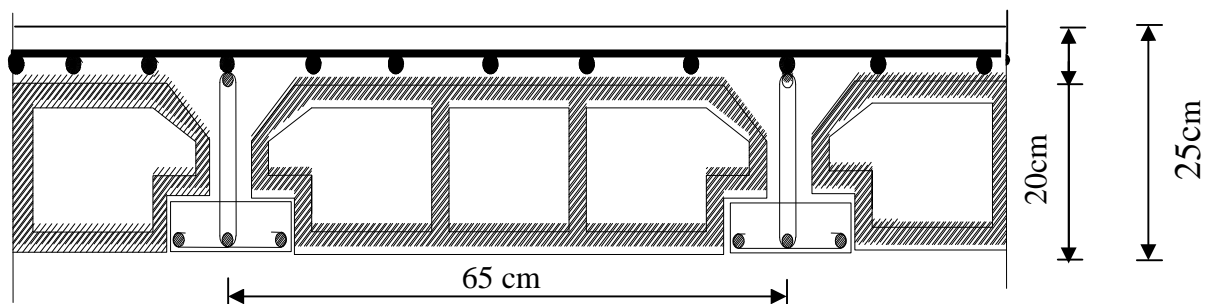


Figure II.5 : Coupe d'un plancher à corps creux

II.3.3. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes : (art 7.5.1 RPA99/2003)

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

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

➤ Poutres principales :

Elles ont pour longueur : $L_{\max} = 5.60 \text{ m}$

- La hauteur de la Poutre est :

$$560/15 \leq h_t \leq 560/10 \quad \Rightarrow \quad 37.33 \leq h_t \leq 56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit } h_t = 45 \text{ cm.}$$

- La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (45) \leq b \leq 0.7 (45) \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \dots \text{ soit } b = 35 \text{ cm.}$$

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

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots 35 > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots 45 > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots 45/35 = 1,28 < 4$ Condition Vérifiée.

➤ Poutres secondaires :

Elles ont pour longueur : $L_{\max} = 380 \text{ cm}$

- La hauteur de la Poutre est :

$$380/15 \leq h_t \leq 380/10 \Rightarrow 25.33 \leq h_t \leq 38 \text{ cm} \dots \text{ soit } h_t = 35 \text{ cm.}$$

- La largeur de la poutre :

$$0,4 (35) \leq 0,70 (35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \dots \text{ soit } b = 30 \text{ cm.}$$

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

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \dots 30 > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots 35 > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ✓ $h_t / b \leq 4 \dots 35/30 = 1.16 < 4$ Condition Vérifiée.

Donc les sections adoptées sont comme suit :

Poutres principales **(35 x45) cm²**

Poutres secondaires **(30x 35) cm²**

II .3.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales, nous disposons aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles, et évitent le flambement du poteau.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations.

Compte tenu de l'effet du séisme, la combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante : $N_s = G + Q$

N_s : l'effort de compression revenant au poteau, Il sera déterminé à partir de la descente de charges.

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

II .3.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet d’un chargement horizontal (séisme...) d’une part, et à reprendre une partie des charges verticales d’autre part.

L’épaisseur minimale d’un voile est de 15 cm, de plus l’épaisseur est en fonction de la hauteur libre d’étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

- **L’épaisseur (e) :** Le pré dimensionnement se fera conformément à l’article 7-7-1 du RPA99).

Pour notre cas : $e \geq \frac{h_e}{20}$

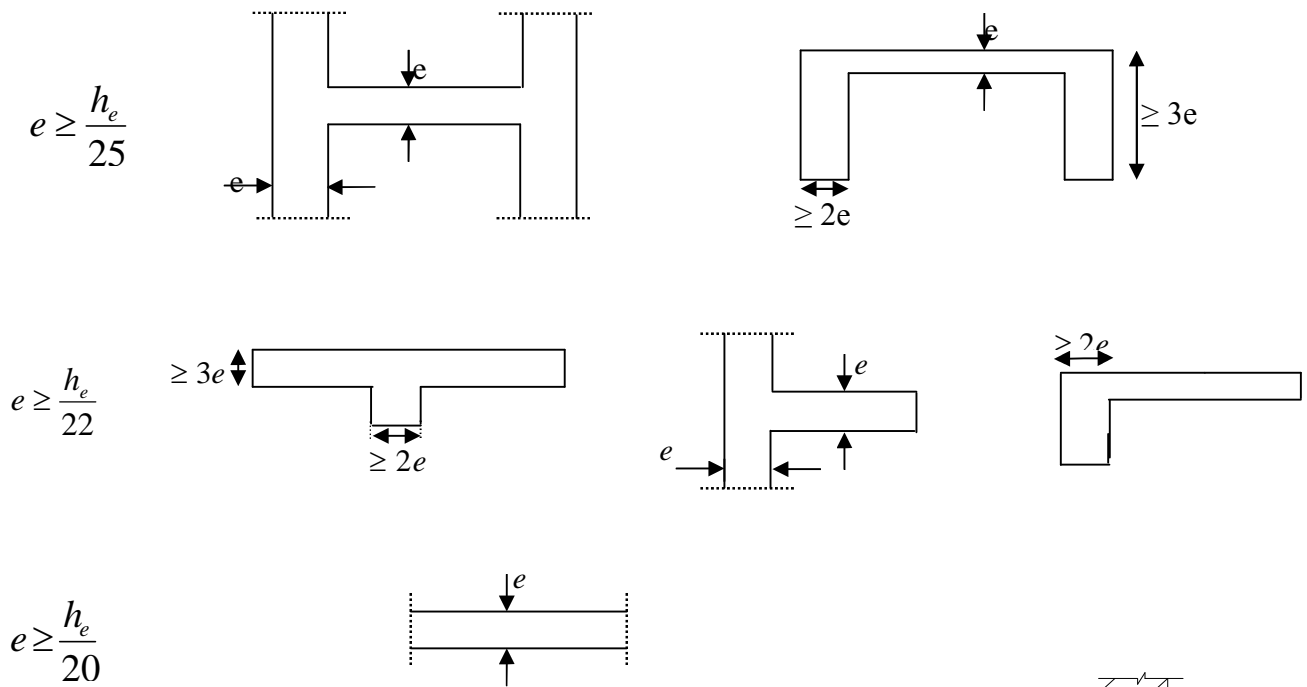


Figure II.6 : Coupe verticale des différents voiles

- **Pour le RDC :** $h = 408 \text{ cm}$

$h_e = h - h_t$

$h_e = 408 - 24 = 384 \text{ cm}$

$e \geq \frac{384}{20} = 19,20 \text{ cm}$

- **Pour l’étage courant :**

$h = 340 \text{ cm}$

$h_e = 340 - 24 = 316 \text{ cm}$

$e \geq \frac{316}{20} = 15,80 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

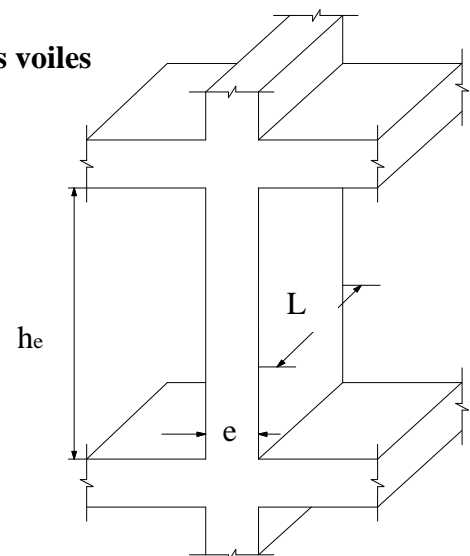


Figure II.7 : vue d’un voile en 3D

❖ **Vérifications:**

On doit vérifier que $L \geq 4e$

$$L = 100 \text{ cm} \Rightarrow L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA:**

Les voiles satisfaisant la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement : RPA99 version 2003(Art 7.7.1)

$L_{\min} \geq 4a$ avec L_{\min} : portée min des voiles

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiée.}$$

$$\text{On a: } L_{\min} = 100 \text{ cm} \geq 4a \geq 80 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiée.}$$

II.4. Descente de charge :

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

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

a) Surface d'influence :

• **Le plancher :**

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B3).

La surface qui lui revient vaut :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec:

$$S_1 = 2.5 \times 2.75 = 6.875 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.54 \times 2.5 = 3.85 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.95 \times 2.75 = 5.3625 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.54 \times 1.95 = 3.003 \text{ m}^2$$

$$S = 19.0905 \text{ m}^2$$

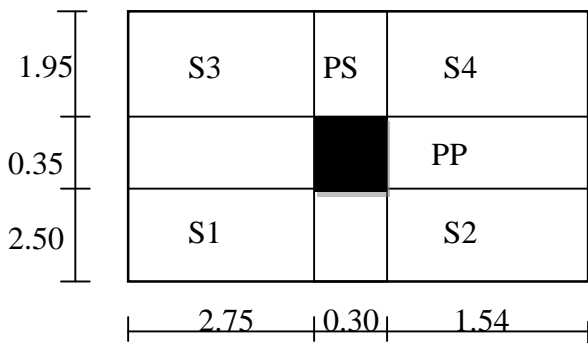


Figure II.8 : disposition de poteau le plus sollicité

b) Calcul du poids propre des poutres :

➤ Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.50 \times 0.30 \times 5.50 \times 25 = 20.625 \text{ kN} \quad \text{Avec } \rho = 25 \text{ kN/m}^2$$

➤ Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.40 \times 0.30 \times 5.00 \times 25 = 15.00 \text{ kN}$$

$$G_t = G_{pp} + G_{ps} = 20.625 + 15.00 = 35.625 \text{ kN} \quad \quad \quad G_t = 35.625 \text{ kN}$$

c) calcul du poids propre des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section minimale est de (25x25) cm.

Le poteau est dimensionné à l'ELS et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$

B : est la section du poteau.

N_s : effort normal maximal appliquée à la base du poteau, déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$, contrainte admissible du béton à la compression

En tenant compte de la surface d'influence de chaque poteau,

Poteaux RDC : pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$D \geq 25 \text{ cm en zone I}$$

$$D \geq 30 \text{ cm en zone II} \quad \text{et} \quad D \geq \frac{h_e}{15} \quad (\text{Art 7.4.1 RPA 99})$$

$$D \geq 35 \text{ cm en zone III}$$

$$\text{Avec } h_e \text{ hauteur de poteau} \implies D \geq \frac{363}{15} = 24.20 \text{ cm}$$

Dans notre cas zone II on prend $D = 30 \text{ cm}$

$$G_{\text{potc}} = 3.14 \times 0.15^2 \times 3.83 \times 25 = 6.76 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pot}} = 0.30 \times 0.30 \times 3.83 \times 25 = 8.6175 \text{ kN}$$

d) calcul du poids propre des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible : $G_{\text{pt}} = S \times G = 19.0905 \times 6.27 = 119.70 \text{ kN}$
- Plancher courant : $G_{\text{pc}} = S \times G = 19.0905 \times 5.90 = 112.633 \text{ kN}$

e) calcul des charges d'exploitations :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 19.0905 \times 1 = 19.0905 \text{ kN}$
- Plancher RDC et des étages : $Q = 19.0905 \times 2.5 = 47.72 \text{ kN}$

f) Loi de dégression des surcharges :

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charge d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse inaccessible et Q_1, Q_2, Q_3, \dots les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3... numérotés à partir du sommet.

$$\Sigma n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Niveau	La loi de dégression	La charge [kN]
Terrasse	Q_0	19.0905
08	$Q_0+Q_1=19.0905+47.72$	66.8105
07	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=19.0905+0.95(47.72 \times 2)$	109.76
06	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=19.0905+0.90(47.72 \times 3)$	148
05	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19.0905+0.85(47.72 \times 4)$	181.34
04	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=19.0905+0.80(47.72 \times 5)$	210
03	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.0905+0.75(47.72 \times 6)$	233.83
02	$Q_0+0.72(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=19.0905+0.72(47.72 \times 7)$	259.6
01	$Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ $=19.0905+0.69(47.72 \times 8)$	182.5
R.D.C	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9 + Q_{rdc})$ $=19.0905+0.65(47.72 \times 9 + 47.72)$	329.27

Tableau II.1 : dégression des charges

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	N=G _c +Q _c	S ≥ N _s /σ _{bc}	Section adoptée
8	119.70	35.625	8.62	163.94	163.94	19.09	19.09	183.03	122.02	30x30
7	112.63	35.625	8.62	156.87	320.81	47.72	66.81	387.62	258/41	30x30
6	112.63	35.625	8.62	156.87	477.68	47.72	114.53	592.21	394.80	35x35
5	112.63	35.625	8.62	156.87	634.55	47.72	162.25	796.8	531.20	35x35
4	112.63	35.625	8.62	156.87	791.42	47.72	209.97	1001.39	667.59	35x35
3	112.63	35.625	8.62	156.87	948.29	47.72	257.69	1205.98	803.98	40x40
2	112.63	35.625	8.62	156.87	1105.16	47.72	305.41	1410.57	940.38	40x40
1	112.63	35.625	8.62	156.87	1262.03	47.72	353.13	1615.16	1076.77	45x45
RDC	112.63	35.625	8.62	156.87	1418.90	47.72	400.85	1819.75	1213.17	45x45

Tableau II.2 : descente de charges sur le poteau

- **Vérification des conditions du RPA99**

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone **IIa** sont données par les formules suivantes :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

$$1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

1) $\text{min}(30, 35) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

2) $\text{min}(30, 35) = 30 \text{ cm} > 383/20 = 19.15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3) $\frac{30}{35} = 0.857 \leftrightarrow 0.25 \leq 0.857 \leq 4$ Condition vérifiée.

- **Vérification des poteaux au flambement**

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration,

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie du poteau = $bh^3/12$,

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$l_f = 0,7 \times 3,63 = 2,54$ mpour le poteau du RDC.

$l_f = 0,7 \times 2,95 = 2,065$ mpour le poteau des étages courants.

➤ Pour le RDC et le 1^{er} étage :

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,54 \times 100}{12,99} = 19,55 \text{ cm}$$

➤ Pour le 1^{er} étage et 2^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2,065 \times 100}{12,99} = 15,89 \text{ cm}$$

➤ Pour le 2^{eme} et 3^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2,065 \times 100}{11,54} = 17,89 \text{ cm}$$

➤ Pour le 4^{ème} et 5^{ème}, 6^{ème} étage :

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.103 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.065 \times 100}{10.103} = 20.44$$

➤ Pour 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.065 \times 100}{8.66} = 23.84 \text{ cm}$$

- **Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement**

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires.

III.1. Calcul des Planchers en corps creux

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité.

III.1.1. Dalle de compression : (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - ✓ 20cm pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaire aux poutrelles.
 - ✓ 30cm pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles.
- ❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm^2 / ml.

B) Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

▪ A.N :

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm^2 /ml.

❖ **Conclusion :** On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200).

5T5/ml
e = 20 cm

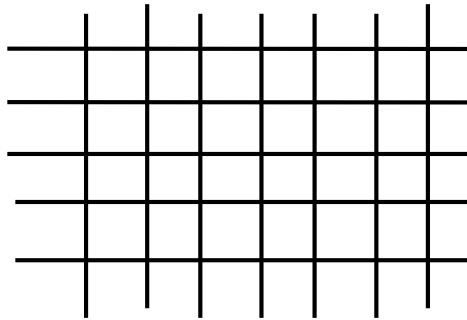


Figure III.1: treillis soudé (TLE 520)

III.1.2. Etude des poutrelles :

L'étude des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{er} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

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

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.95^2}{8} = 7.657 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.95}{2} = 6.187 \text{ KN}$$

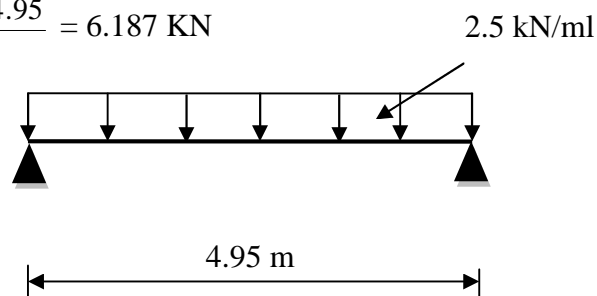


Figure III.2 : Schémas statique de la poutrelle

III.1.2. ferrailage de la poutrelle :Calcul de μ_b

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2fb_u} = \frac{7.657 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 11.23 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités.

- La section de la poutre est considérée comme une section en T. (**BAEL Art A.4.1.3**).
- **Largeur de la table (b):**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: les débords

$b_0 = 12\text{cm}$, base de la nervure.

$h_0 = 5\text{cm}$ hauteur de la dalle de compression.

$h = 25\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min(L/10, L_0/2, 8h_0)$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

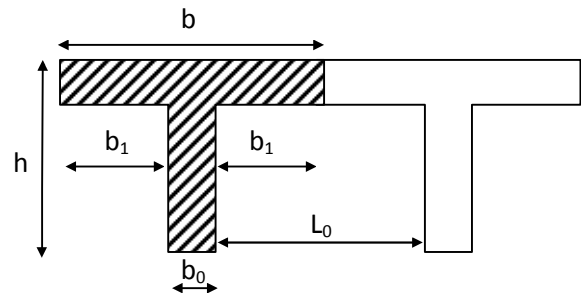
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée $L = 495 \text{ cm}$.

D'où :

$$b_1 \leq \min(49.5, 26.5, 40) = 26.5\text{cm}.$$

$$b = 26.5 \times 2 + 12 = 65\text{cm}.$$

**. Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

$$\text{Charges permanentes : } G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$$

Combinaison de charges :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.614 \text{ kN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 5.46 \text{ kN/ml}$$

III.1.2.1. Calcul des efforts internes :**A) Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

1^{er} choix : Méthode forfaitaire

Domaine d'application :

-La méthode s'applique dans les structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

1. $Q = 1.625 \leq \max(2G = 7.67 \text{ kN/ml}, 5 \text{ kN/ml})$ Condition vérifiée.

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....Condition vérifiée.

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{380}{230} = 1.65 ; \frac{230}{368} = 0.625 ; \frac{368}{495} = 0.74 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.....Condition vérifiée.

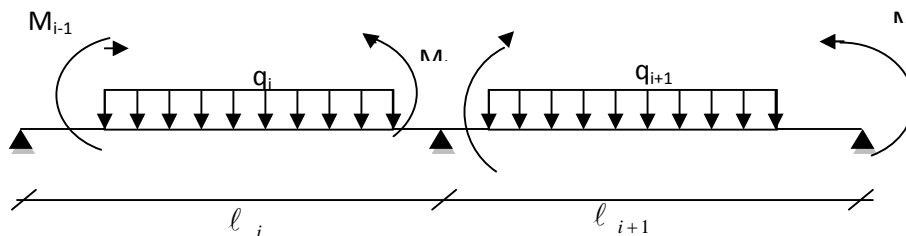
Conclusion :

Les conditions sont pas toutes vérifiées donc pour nos calculs la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

2^{eme} choix : Méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



➤ **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

➤ **Moments en travée :**

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

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

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

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

❖ **Remarque :**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

B) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$V(x) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

1. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

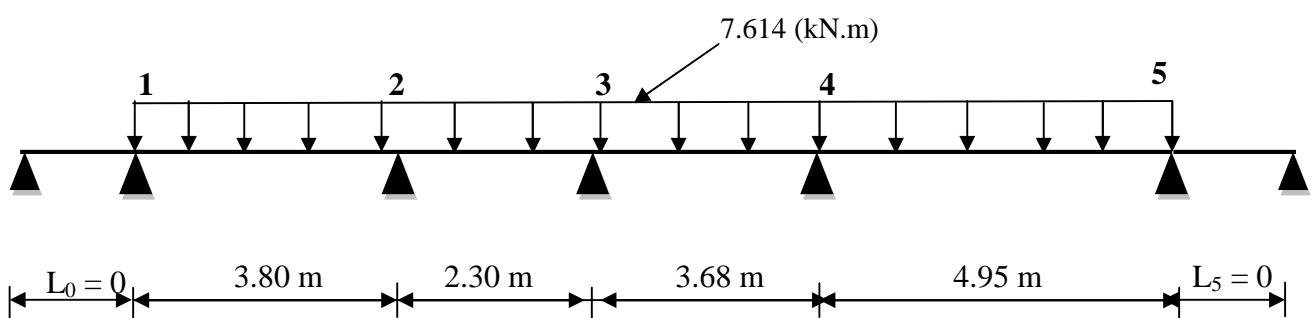


Figure III.3 : Chargement de la poutrelle à L'ELU

➤ **Moments aux appuis :**

$$L' \text{appui 1 : } 7.6M_1 + 3.8M_2 = -104.44$$

$$L' \text{appui 2 : } 3.8M_1 + 12.2M_2 + 2.3M_3 = -127.59$$

$$L' \text{appui 3 : } 2.3M_2 + 11.96M_3 + 3.68M_4 = -118.02$$

$$L' \text{appui 4 : } 3.68M_3 + 17.26M_4 + 4.95M_5 = -325.73$$

$$L' \text{appui 5 : } 4.95M_4 + 9.9M_5 = -229.47$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -10.57 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -6.33 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -4.58 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -13.26 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -16.54 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Calcul la distance (x) : La position du point dont le moment en travée est maximal.

Appliquant les formules précédentes pour toute la travée

$$\text{Travée (1-2)} \Rightarrow x = 1.70 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(1.70) = 4.92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \Rightarrow x = 1.24 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(1.24) = 0.36 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \Rightarrow x = 1.53 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(1.53) = 4.92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \Rightarrow x = 2.38 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(2.38) = 8.61 \text{ kN.m}$$

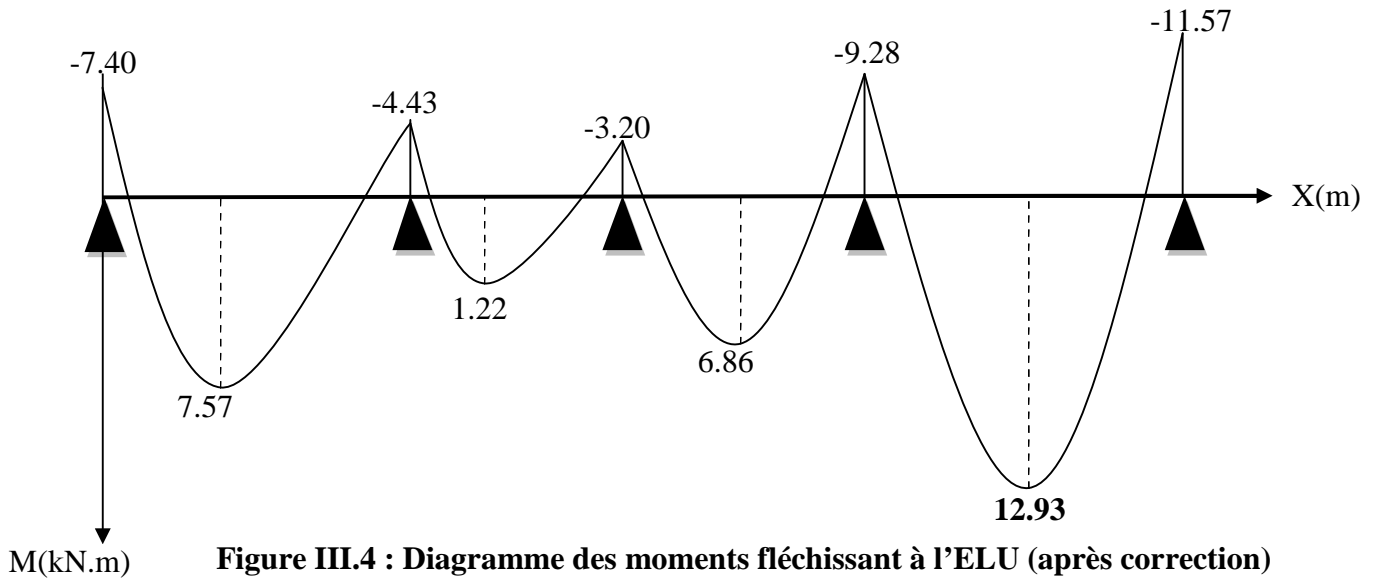
Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Nœuds	$M_{\text{app}} \text{ (kN.m)}$	$M_{\text{app}} \text{ corrigés (kN.m)}$
1	-10.57	-7.40
2	-6.33	-4.43
3	-4.58	-3.20
4	-13.26	-9.28
5	-16.54	-11.57

Tableau III.1 : Les valeurs des moments aux appuis à L'ELU

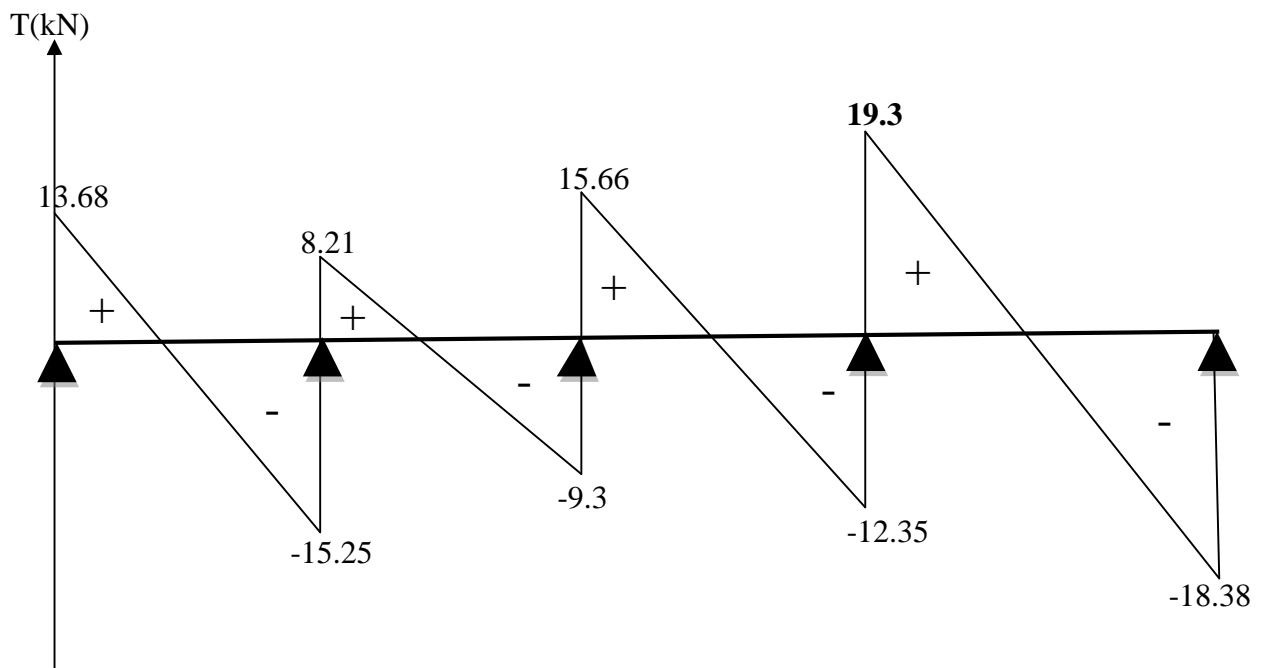
Travées	X(m)	$M_t(x) \text{ kN.m}$	$M_t(x) \text{ corrigés}$
(1-2)	1.70	4.92	7.57
(2-3)	1.24	0.36	1.22
(3-4)	1.53	4.92	6.86
(4-5)	2.38	8.61	12.93

Tableau III.2 : les valeurs des moments en travées à L'ELU



Travées	Longueur (m)	$T_i (x=0)$ kN	$T_{i+1} (x=l_i)$ kN
(1-2)	3.8	13.68	-15.25
(2-3)	2.3	8.21	-9.30
(3-4)	3.68	15.66	-12.35
(4-5)	4.95	19.30	-18.38

Tableau III.3 : Les valeurs des efforts tranchants



N.B :

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

$$M_t \text{ max} = 12.93 \text{ kN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 11.57 \text{ kN.m}$$

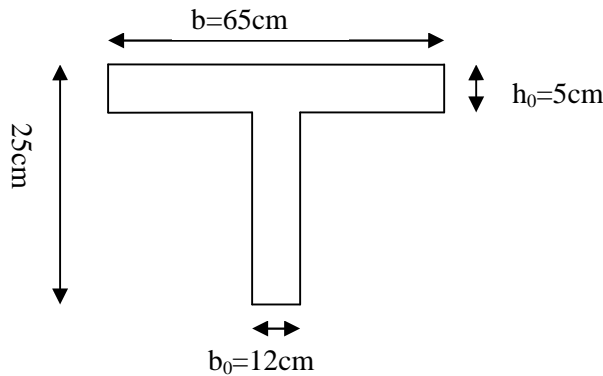


Figure III.6 : Section de la poutre en T

C) Calcul des armatures

A L'ELU : Le calcul se fait avec les moments max en travées et aux appuis.

- **Position de l'axe neutre :**

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

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

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

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

$$M_{\text{tab}} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 (0.23 - 0.05/2) = 94.60 \text{ kN.m}$$

$M_t \text{ max} = 12.93 < M_{\text{tab}} = 94.60 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendue est négligé, la section en T se calcul comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=25\text{cm}$).

1. Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travées :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{12.93 \times 10^6}{650 \times 230^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \dots \text{SSA} \rightarrow \text{ASC} = 0$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{\text{st}} = \mu_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_u} = \frac{12.93 \times 10^3}{0.987 \times 23 \times 348} = 1.63$$

$A_{st} = 1.63 \text{ cm}^2$ On adopte $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis:**

$M_{a \text{ max}} = 11.57 \text{ KN.m}$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{b_u}} = \frac{11.57 \times 10^3}{12 \times 23^2 \times 14.2} = 0.12 < 0.392 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$\mu = 0.12 \Rightarrow \beta = 0.936$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_u} = \frac{11.57 \times 10^3}{0.936 \times 23 \times 348} = 1.54$$

$A_a = 1.54 \text{ cm}^2$ Soit $A_a = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

2) Armatures transversales : d'après l'article (A.7.2.12.BAEL91), le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\text{max}}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, \phi_{\text{max}}\right)$$

$\Rightarrow \phi \leq 0.62 \text{ cm}$ On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

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

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

• **Espacement des armatures transversales :**

$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40) = 20.7 \text{ cm}$

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

III.1.3. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{19.30 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.70 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 23 \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.33 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.35 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.32 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} = \frac{19.30 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 0.988 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.988 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 19.3 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 230} = 1.55 \text{MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{18.38.10^3}{348.100} = 0,52\text{cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.52\text{cm}^2$Condition vérifiée.

❖ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1, 321 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$A_a = 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(19.30 - \frac{12.93}{0.9 \times 0.23} \right) = -1.24\text{cm}^2$$

$A_a = 2.35 \geq -1.24\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

f) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \varphi = 35.27 \varphi$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 14.108 \text{ cm}$.

g) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1, 3.22)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 19.3 + 18.38 = 37.68 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{37.68 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 1.51 \text{ MPa.}$$

$$\frac{1.3fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3fc_{28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4. Calcul de la poutrelle à l'ELS:

$Q_s = 5.46 \text{ KN/ml}$

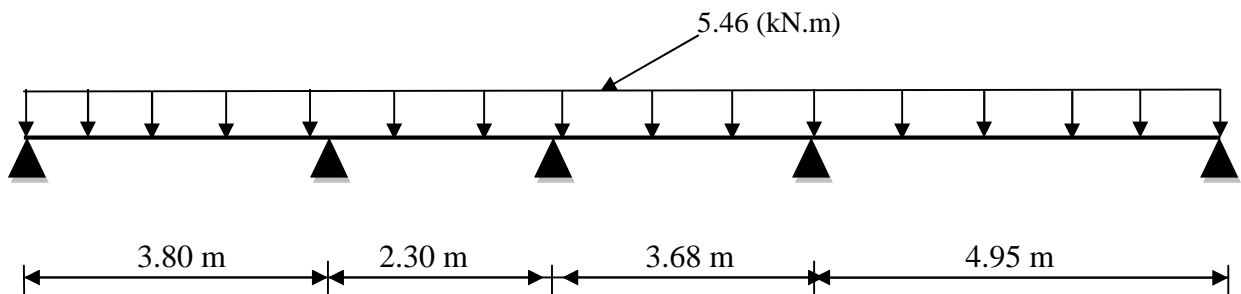


Figure III.7 : Chargement de la poutrelle à L'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le **BAEL (A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.46}{7.61} = 0.71$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Noeuds	M_{app} (kN.m)
1	-5.25
2	-3.14
3	-2.27
4	-6.58
5	-8.21

Tableau III.4 : Les valeurs des moments sur appuis à L'ELS :

Travées	X(m)	M_t (kN.m)
1-2	1.70	5.37
2-3	1.24	0.86
3-4	1.53	4.87
4-5	2.38	9.18

Tableau III.5 : Les valeurs des moments en travées à L'ELS :

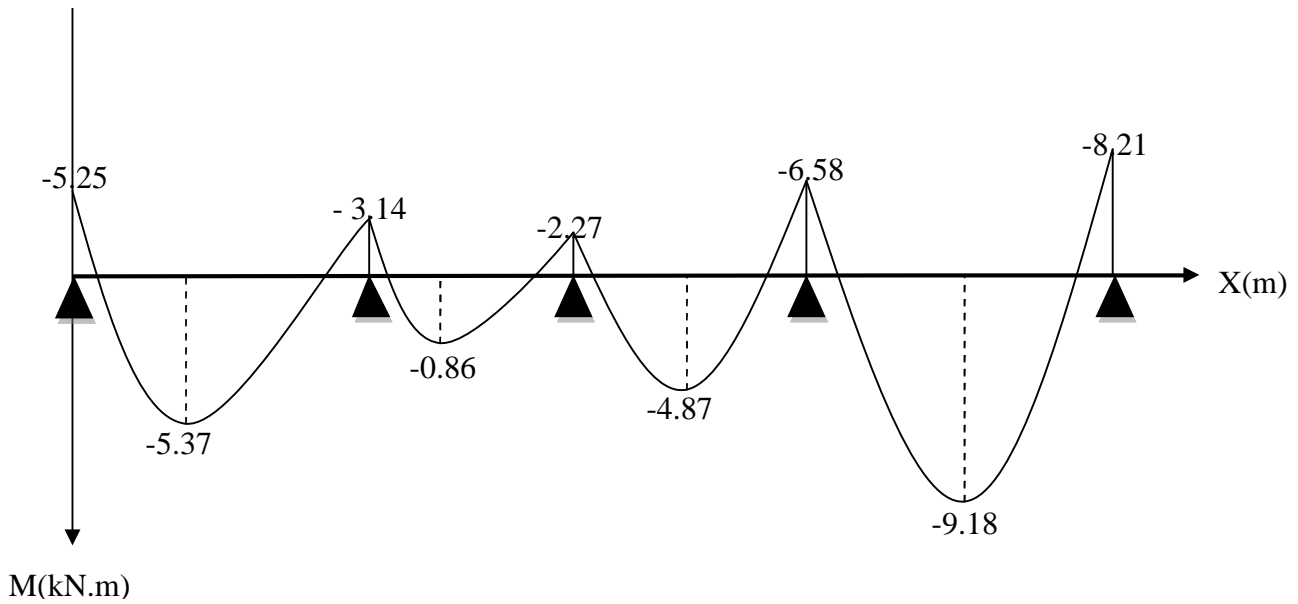


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ Calcul des efforts tranchants :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Travées	Longueur (m)	$T_i (x=0)$ kN	$T_{i+1} (x=l_i)$ kN
(1-2)	3.8	9.71	-10.82
(2-3)	2.3	5.82	-6.60
(3-4)	3.68	11.11	-8.76
(4-5)	4.95	13.70	-13.04

Tableau III.6 : valeur des efforts tranchants à L'ELS

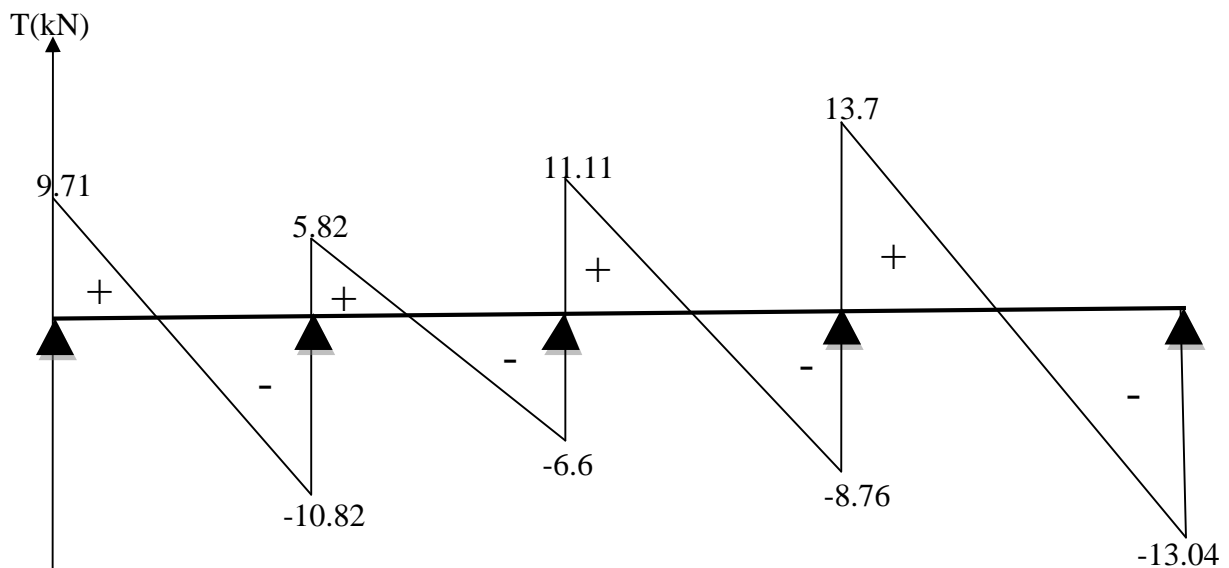


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS

III.1.4.1 Vérifications à L'ELS :

1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

❖ en travée :

la contrainte dans les aciers :

$$M_t^{\max} = 9.18 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{23 \times 12} = 0.89$$

$$\rho_1 = 0.89 \rightarrow \beta_1 = 0.867 \rightarrow K = 22.51$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.18 \times 10^3}{0.867 \times 23 \times 2.35} = 195.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K} = \frac{195.89}{22.51} = 8.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

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

❖ aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.21 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{23 \times 12} = 0.89$$

$$\rho_1 = 0.89 \rightarrow \beta_1 = 0.867 \rightarrow K = 22.51$$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8.21 \times 10^3}{0.867 \times 23 \times 2.35} = 175.19 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K} = \frac{175.19}{22.51} = 7.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion :

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

2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée libre maximale

M_t : moment maximum de flexion

b₀ : largeur de nervure

$$M_0 = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 5.46 \cdot \frac{4.95^2}{8} = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$1- \frac{h}{L} = \frac{25}{495} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{9.18}{15 \times 16.72} = 0.03 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{23 \times 12} = 0.008 > \frac{2.35}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

E_v = 10818.865, module de déformation différée.

I_f : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2.35 = 600.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

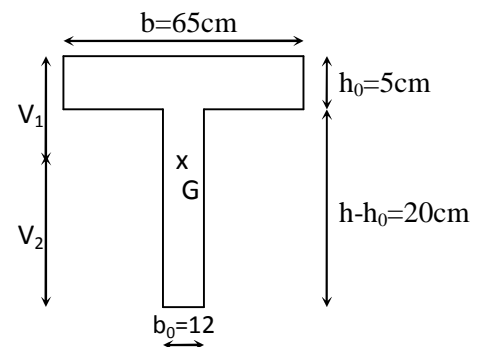
$$S/_{xx} = \frac{12 \times 25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 23 = 5223.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{5223.25}{600.25} = 8.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8.7 = 16.3 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (8.7^3 + 16.3^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (8.7 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (16.3 - 2)^2$$



$$I_0 = 33762.15 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 23} = 0.008$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.008 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2.05$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 148.35 + 2.1}; 0\right) = 0.463$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 33762.15}{1 + 2.05 \times 0.463} = 19053.62 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6.65 \times (4.95)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 19053.62} = 0.79 < \frac{L}{500} = 1.02 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du premier étage seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **3HA10** pour le lit inférieur.
- Barre de montage en **HA 12** pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- **1 étriers en $\phi 8$** tous le 15cm.

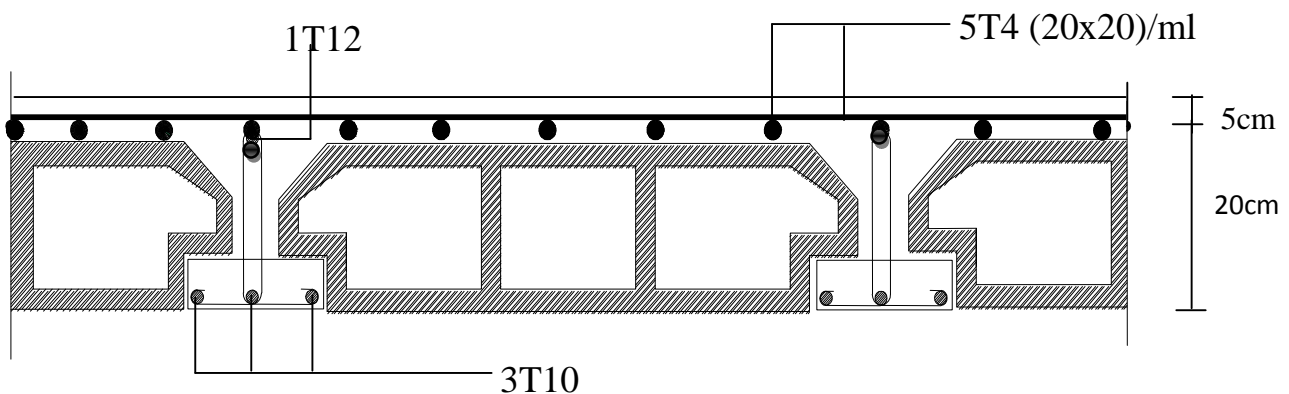


Figure III.10 : Plan de ferrillage du plancher

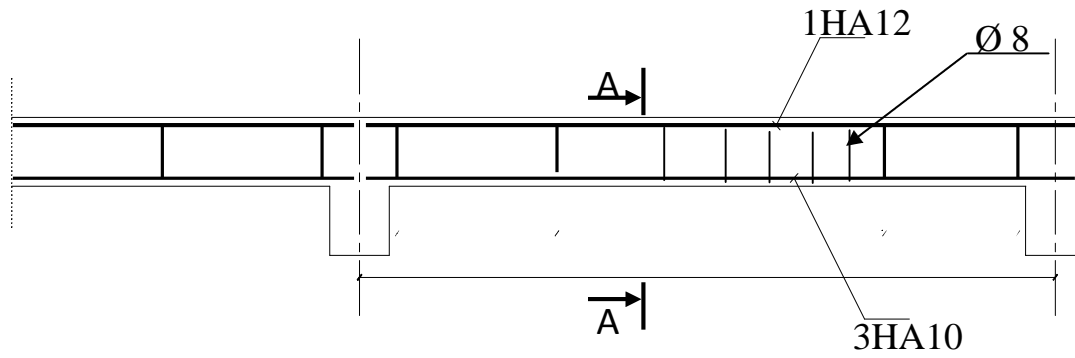
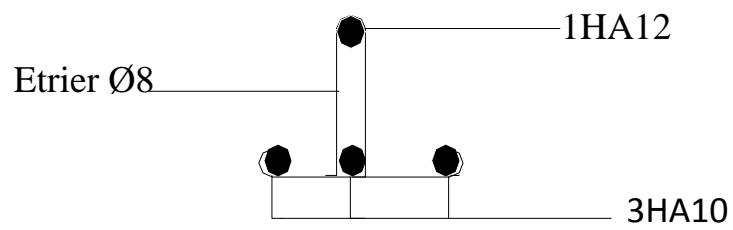


Figure III.11 : Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A

III.2. L'escalier

III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

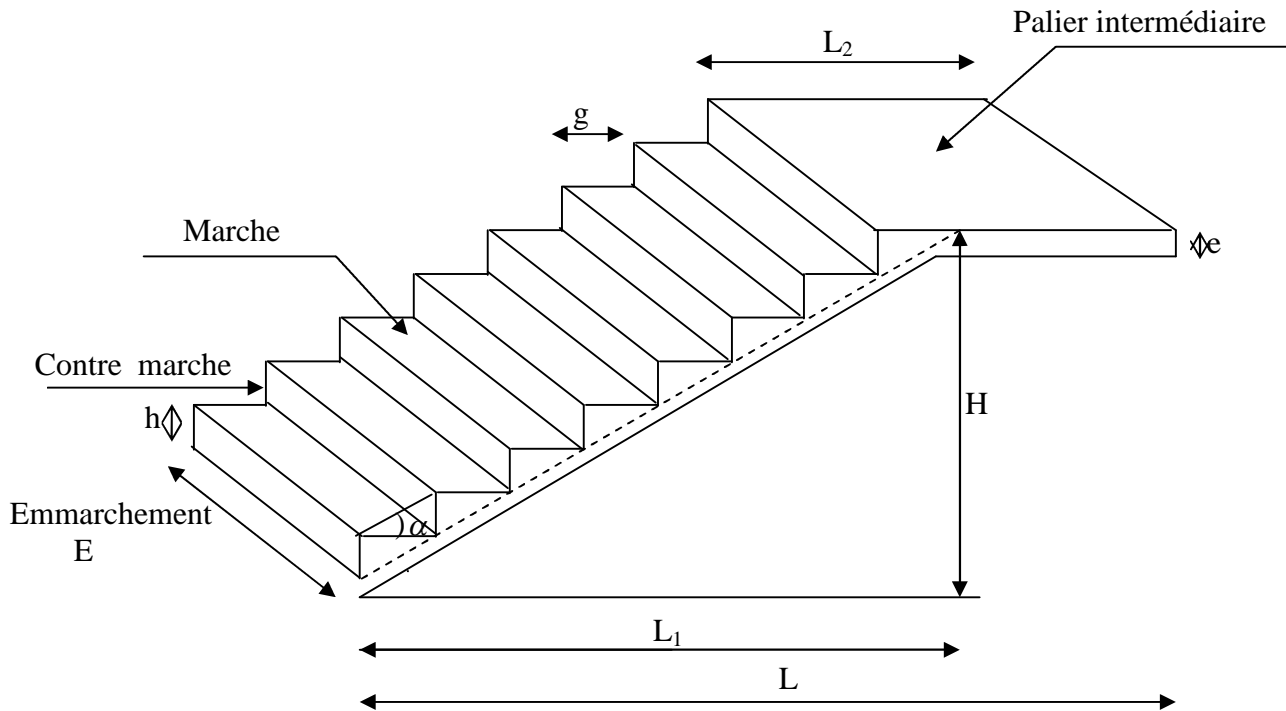


Figure III.12 : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
 - La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm.
 - Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
 - La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
 - La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
 - L'embranchement E représente la largeur de la marche.
 - le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

III.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

1) Marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte la hauteur des contre marches: $h=17$ cm.

2) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.40$ m.

$$\text{Alors : } n = 3.40/0.17 = 20.$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 10 contremarches et 9 marches par volée.

3) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

$$\text{On à : } L_1 = 2.70 \text{ m, } L_2 = 1.80 \text{ m}$$

$$L_1 = 2.70 \text{ m} \Rightarrow g = 2.70/9 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

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

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cmCondition vérifiée.

III.2.3. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L=L_1+L_2$

$$450/30 \leq e_p \leq 450/20 \Rightarrow 14 \leq e_p \leq 21$$

Soit $e_p = 18$ cm.

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg} \alpha = \frac{h}{g}$$

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

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.6375 \Rightarrow L' = 3.10 \text{ m}$$

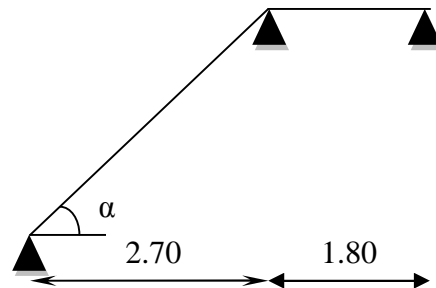


Figure III.13 : Schéma statique

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée à ses deux extrémités.

➤ charge permanente :

Paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{18}{\cos \alpha} = 5.17$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	= 0.30
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
G_{ps} = 9.065	

Palier

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.18 = 4.5$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
G_{pl} = 5.97	

➤ Charges d'exploitation :

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{ kN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \text{ kN/ml}$

III.2.4. Calcul à l'ELU:**III.2.4.1: Calcul des sollicitations :****1) Combinaisons des charges :**

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 9.065 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 16 \text{ kN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.97 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 11.81 \text{ kN/ml}$

2) Calcul des moments fléchissant :

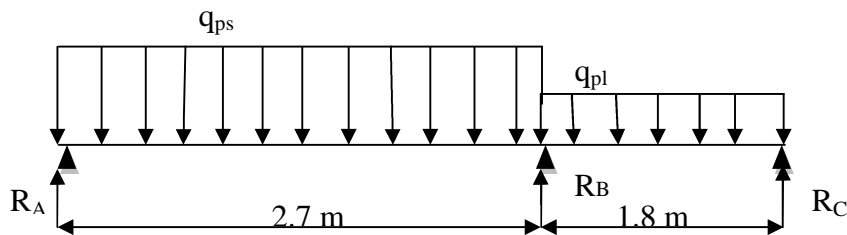


Figure III.14 : Schéma de chargement à l'ELU

Vu que la poutre n'est pas en équilibre, elle est hyperstatique donc on utilise la méthode des trois moments définie précédemment (calcul des planchers).

➤ Moments aux appuis :

$$L'apui A : 5.4M_1 + 2.7M_2 = -78.732$$

$$L'apui B : 2.7M_1 + 9M_2 + 1.8M_3 = -95.95$$

$$L'apui C : 1.8M_2 + 3.6M_3 = -17.218$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -11.79 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -6.88 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -1.34 \text{ kN.m}$$

➤ Moments en travées :

Calcul la distance (x) : La position du point dont le moment en travée est maximal.

Appliquant les formules précédentes pour toute la travée

$$\text{Travée (1-2)} \Rightarrow x = 1.22 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(1.22) = 10.63 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \Rightarrow x = 0.67 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(0.67) = 2.46 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés les tableaux suivants :

Nœuds	M_{app} (kN.m)	M_{app} corrigés (kN.m)
1	-11.79	-7.90
2	-6.88	-4.60
3	-1.34	-0.938

Tableau III.7 : Les valeurs des moments aux appuis à L'ELU

Travées	X(m)	$M_t(x)$ kN.m	$M_t(x)$ corrigés
(1-2)	1.22	10.63	14.13
(2-3)	0.67	2.46	3.27

Tableau III.8 : Les valeurs des moments en travées à L'ELU

3) Calcul des efforts tranchants :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Travées	Longueur (m)	$T_i(x=0)$ kN	$T_{i+1}(x=l_i)$ kN
(1-2)	2.7	19.548	-23.652
(2-3)	1.8	7.90	-13.358

Tableau III.9 : Les valeurs des efforts tranchants

4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

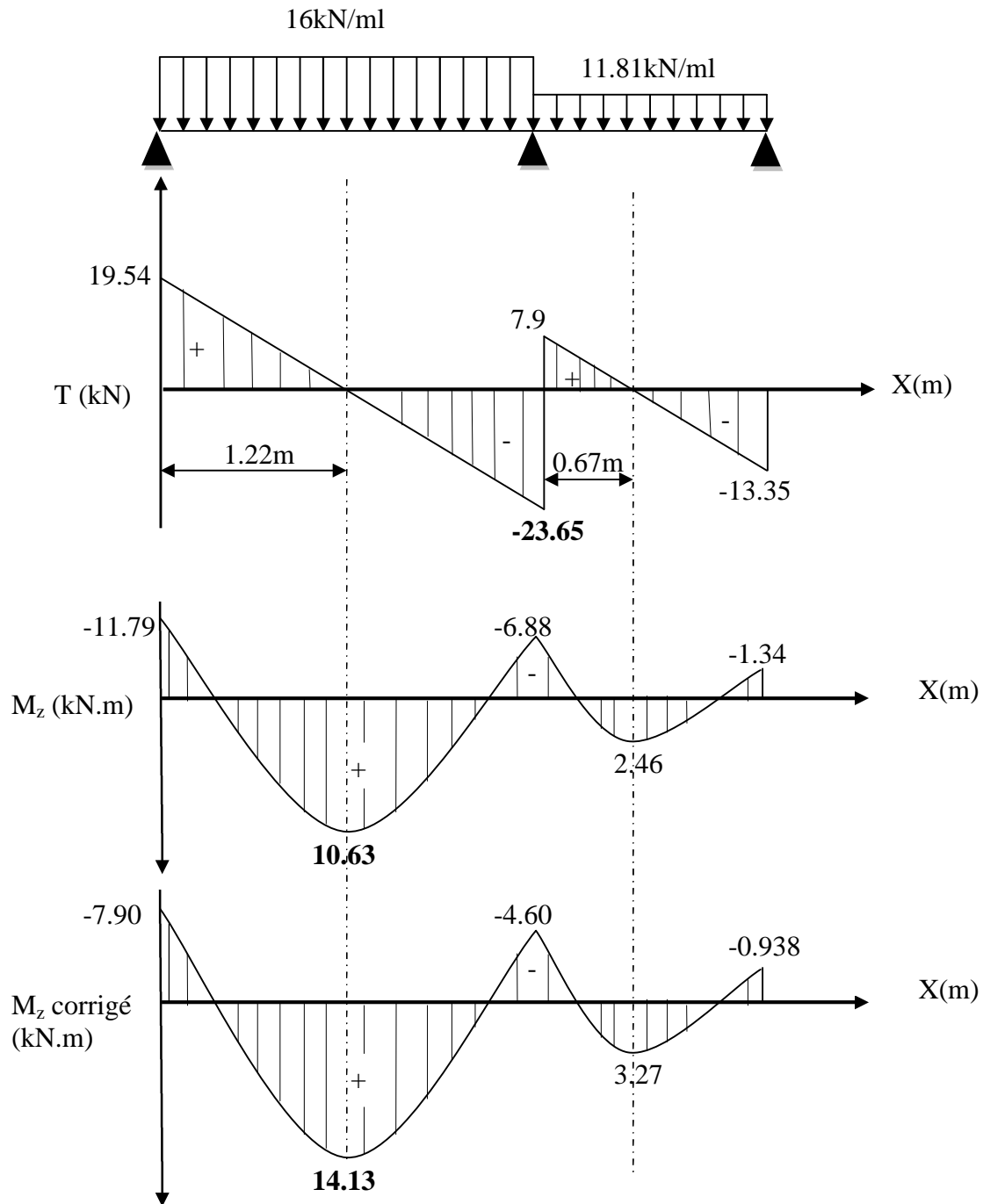


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.2.5.Calcul des armatures:

III.2.5.1.Armatures principales :

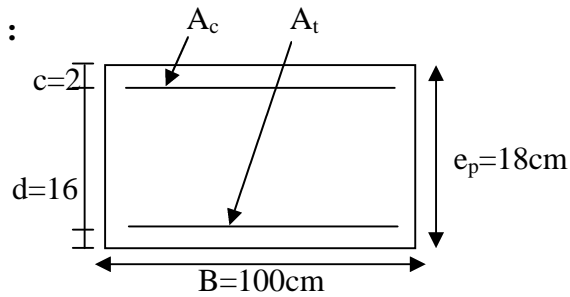


Figure III.16 : coupe de la paille

❖ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.13 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.13 \times 10^3}{0.980 \times 16 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm²/ml

Avec un espacement de 20cm

❖ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.9 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.021 \rightarrow \beta = 0.9894$$

$$A_a = \frac{7.9 \times 10^3}{0.9894 \times 16 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Donc en opte pour une même section qu'on travées.

Soit 5HA12 = 5.65cm²/ml.

Avec un espacement de 20cm.

III.2.5.2.Armatures de répartition:

❖ **En travée :** $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

❖ **Aux appuis:** $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

On opte pour 4HA12/ml pour plus de sécurité.

Avec un espacement de 25cm.

III.2.6.Vérifications à effectuée :

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

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

❖ **En travée :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

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

- **Armatures principales :** $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$
- | | | | | |
|----------|---------------------|---|-----------------------|---------------------|
| Travée : | $e = 20 \text{ cm}$ | } | $< 33\text{cm}$ | Condition vérifiée. |
| Appuis : | $e = 20 \text{ cm}$ | | | |
- **Armatures de répartition:** $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$
- | | | | | |
|----------|---------------------|---|-----------------------|---------------------|
| Travée : | $e = 25 \text{ cm}$ | } | $< 45\text{cm}$ | Condition vérifiée. |
| Appuis : | $e = 25 \text{ cm}$ | | | |

c) Vérification de l'effort tranchant : (Art.5.1.2.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 23.65 \text{ kN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{23.65 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{23.65 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art.5.1.3.21)

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 160 \times 100}{1.5} = 960 \text{ kN}.$$

$$V_u^{\max} = 23.65 \text{ kN} < 960 \text{ kN}$$

$$V_u < V_u^{\max} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales : (Art.5.1.13)**

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -7.90 \text{ kN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(23.65 - \frac{7.9 \times 10^2}{0.9 \times 16} \right) \right] = -0.897 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

f) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.2)

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

III.2.7. Calcul à l'ELS :

1) Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 9.065 + 2.5 = 11.565 \text{ kN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.97 + 2.5 = 8.47 \text{ kN/ml}$$

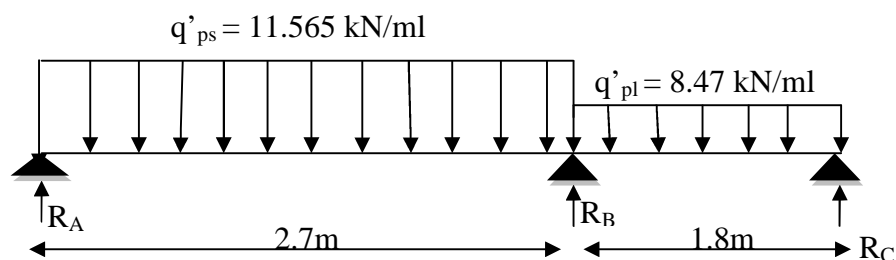


Figure III.17: Schéma statique de calcul à l'ELS

2) calcul des moments fléchissant :

➤ Moments aux appuis :

$$M_1 = -8.52 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -4.97 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -0.968 \text{ kN.m}$$

➤ Moments en travées :

Calcul la distance (x) : La position du point dont le moment en travée est maximal.

Appliquant les formules précédentes pour toute la travée

$$\text{Travée (1-2)} \Rightarrow x = 1.22 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(1.22) = 7.68 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \Rightarrow x = 0.67 \text{ m} \Rightarrow M_{t \max}(0.67) = 1.77 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Nœuds	M_{app} (KN.m)	M_{app} corrigés (KN.m)
1	-8.52	-5.96
2	-4.97	-3.33
3	-0.968	-0.677

Tableau III.10 : Les valeurs des moments aux appuis à L'ELS

Travées	X(m)	$M_t(x)$ KN.m	$M_t(x)$ corrigés
(1-2)	1.22	7.68	10.21
(2-3)	0.67	1.77	2.35

Tableau III.11 : les valeurs des moments en travées à L'ELS

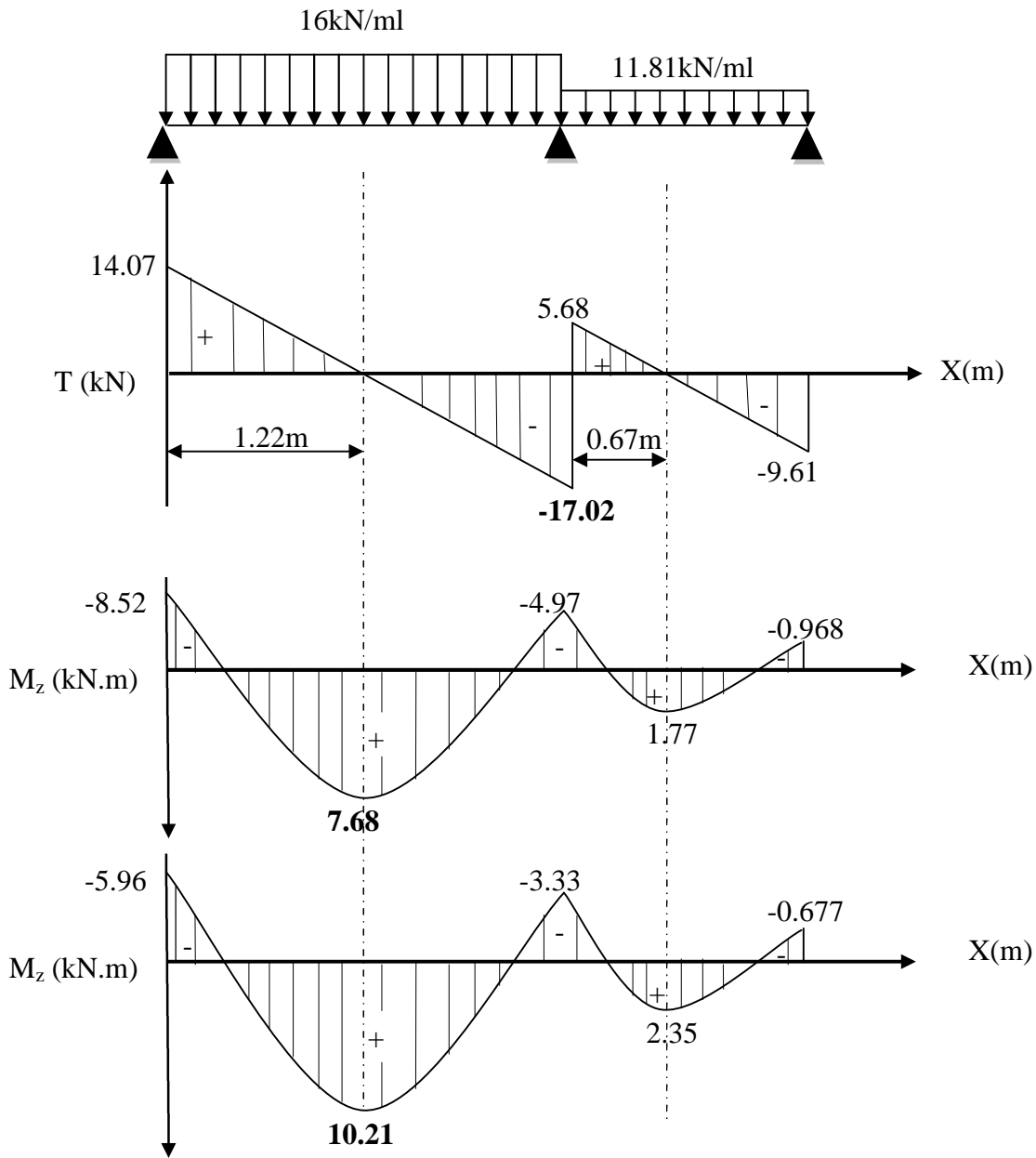
3) Calcul des efforts tranchants :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Travées	Longueur (m)	T_i (x=0) KN	T_{i+1} (x= l_i) KN
(1-2)	2.7	14.07	-17.02
(2-3)	1.8	5.68	-9.61

Tableau III.12 : Les valeurs des efforts tranchants à L'ELS

4) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :



III.2.8. Vérification à l'ELS:**a) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire, alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

b) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.35$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.9078 \Rightarrow \delta = 3(1 - \beta_1) = 0.177 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0255$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.91 \times 10^6}{0.9078 \times 160 \times 565} = 96.38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0255 \times 96.38 = 2.45 < 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.35$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.9078 \Rightarrow K = 0.0255$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{22.42 \times 10^6}{0.9078 \times 160 \times 565} = 273.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0255 \times 273.19 = 6.96 < 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Selon les règles de (**BAEL Art B 6.5.1**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

h : hauteur de la section.

L : portée libre

A : section des armatures tendus.

M_t : Moment fléchissant max en travée

M₀ : Moment isostatique.

- 1) $\Rightarrow \frac{18}{270} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.062$ Condition vérifiée.
- 2) $\Rightarrow \frac{18}{270} = 0.066 > \frac{10.21}{10(14.58)} = 0.045$ Condition vérifiée.
- 3) $\Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

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

Conclusion :

Le ferrailage des escaliers est comme suit :

- **Armatures principales :**
 - Aux appuis : **5HA12/ml** $S_t = 20$ cm
 - En travées : **5HA12/ml** $S_t = 20$ cm
- **Armatures de répartition :**
 - Aux appuis : **4HA12/ml** $S_t = 25$ cm
 - En travées : **4HA12/ml** $S_t = 25$ cm

❖ Exemple de ferrailage des escaliers

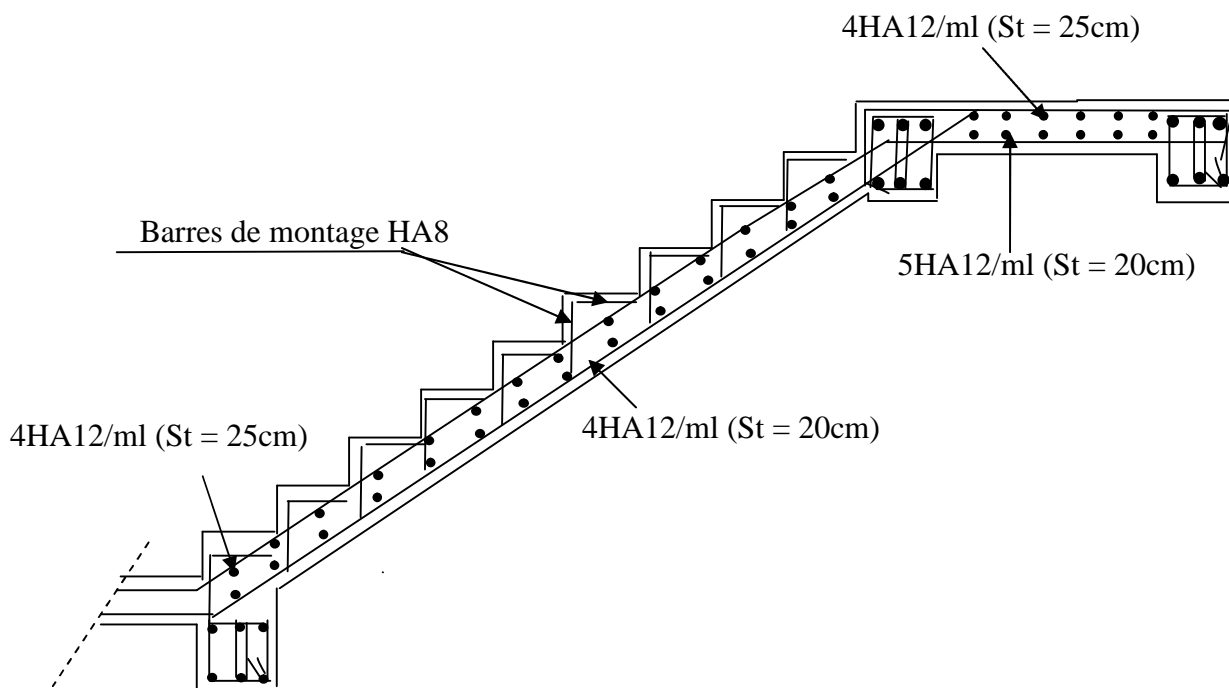


Figure III.18: ferrailage des escaliers

III.3.Poutre palière

III.3.1.Définition : La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sur laquelle reposent les paliers intermédiaires.

Sa portée max est de 3.80m.

III.3.2.Pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33\text{cm} \leq h_t \leq 38\text{cm}.$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit $h = 35$ cm.

Avec : h : hauteur libre

L : portée libre de la poutre.

On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = (30 \times 35)\text{cm}^2$

III.3.3. Détermination des charges et surcharges :

-**Poids propre :** $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625\text{kN/ml}$

-**Poids du mur :** $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2$

tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 3.00 / 2 = 3.54\text{kN/ml}.$$

$$G = G_{\text{mur}} + G_p = (3.54 + 2.625) = 6.165\text{ kN/ml}.$$

L'effort tranchant à l'appui B : est calculé dans l'étude d'escaliers.

$$\text{ELU : } T_u = 23.65\text{ kN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 17.02\text{ kN}$$

III.3.4.Calcul à L'ELU :

III.3.4.1.Calcul du moment et de l'effort tranchant :

Le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 6.165 + \frac{23.65}{1\text{ ml}} = 31.97\text{KN/ml}.$$

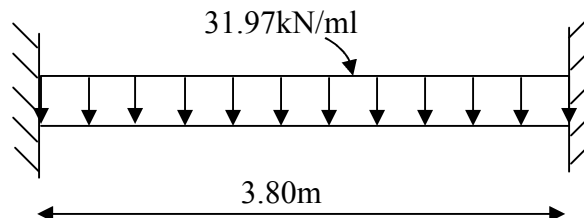


Figure III.20 : Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{31.97 \times 3.80^2}{8} = 57.70\text{kN.m}$$

$$L'effort tranchant : T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{31.97 \times 3.80}{2} = 60.74 \text{ kN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

Aux appuis : $M_a = (-0.3) M_0 = -17.31 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = (0.85) M_0 = 49.04 \text{ kN.m}$

III.3.4.2. Les diagrammes représentés sur la figure suivante :

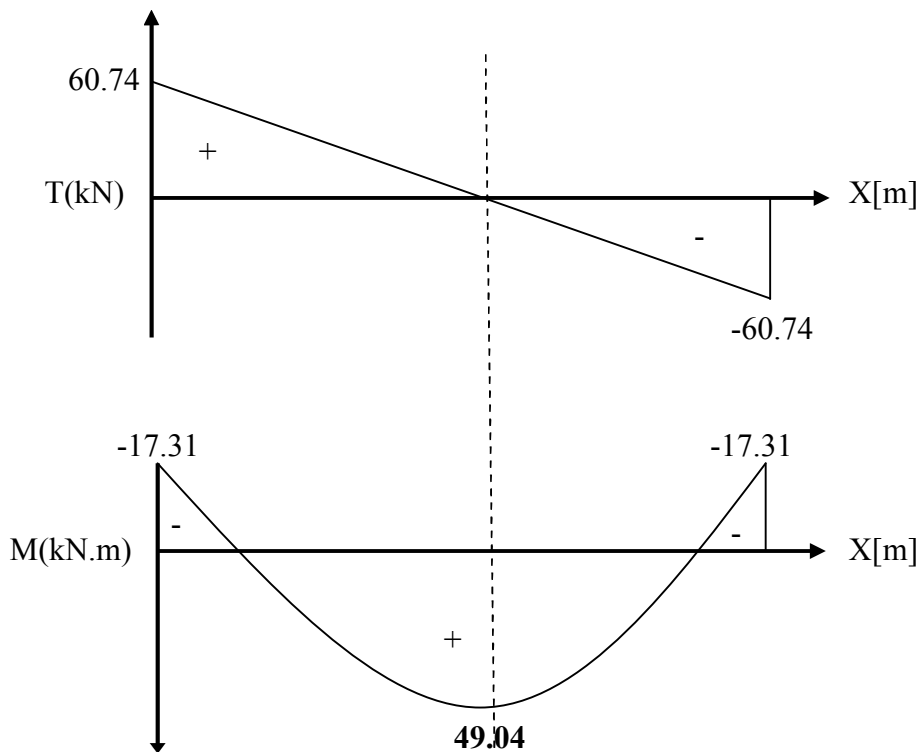


Figure III.21 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU

III.3.5. Ferrailage :

- **En travée :**

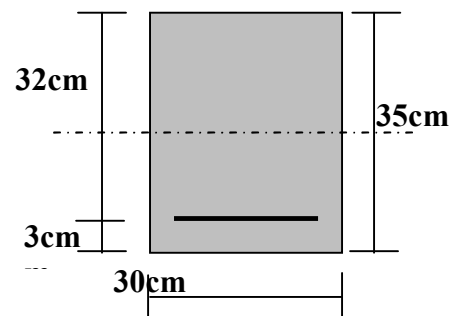
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49.04 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.11$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.9416$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.04 \times 10^3}{0.9416 \times 32 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.



- **Aux appuis :**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.31 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$u_b = 0.039 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.9801$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.31 \times 10^3}{0.9801 \times 32 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.3.6. Vérifications :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3.39 > 0.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/Art.5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{60.74 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.632 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(2 \times 14) = 87.92 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{60.74 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 87.92} = 2.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/99Art.6.1.2)

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 1.666 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 1.666} = 840.33 \text{ mm} = 84.03 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 85 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 85 = 34 \text{ cm}$
Soit un crochet de 20cm.

e) les armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{14}{3} = 4.667 \text{ mm}$ On prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

f) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(14, 30, 10)\text{mm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 10\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Espacement des armatures transversales : (BAEL91/99-Art 5.1.2.2)

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min\{0,9.d; 40\text{cm}\} = 24,3\text{cm}$$

$$-St_2 \leq \frac{At.f_e}{0,4.b} = \frac{4.62 \times 400}{0,4 \times 25} = 184,8\text{cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,8.4.62.400}{25(0,636 - 0,3 \times 2,1)} = 9856\text{cm}$$

➤ Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**• Zone nodale :**

$$S_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 168, 30\right) = 8,75\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min\{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 8,75\text{cm.}$$

$$S_t = 8\text{cm.}$$

• En zone courante :

$$S_{t5} \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min\{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 17\text{cm.}$$

$$S_t = 17\text{cm.}$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003.17.35 = 1,785\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7. Etat limite de service ELS :**III.3.7.1 Calcul des moments et de l'effort tranchant**

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 6,165 + \frac{17,02}{1\text{ml}} = 23,185\text{kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{23,185 \times (3,80)^2}{8} = 41,84\text{kN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{23,185 \times 3,80}{2} = 44,05\text{kN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0,3) \times M_{os} = -12,55\text{kN.m}$$

$$M_{St} = (0,85) \times M_{os} = 35,56\text{kN.m}$$

III.3.7.2 : Les diagrammes représentés sur la figure suivante :

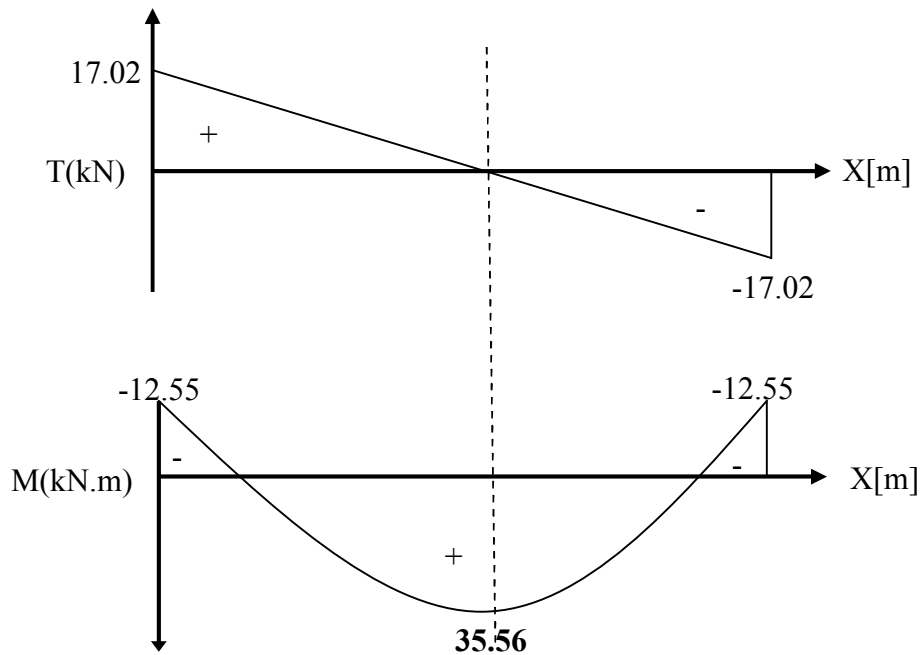


Figure III.22 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

III.3.7.3. Vérification des contraintes:

a) Etat limite de compression dans le béton :

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0.353 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.23 \\ \beta_1 = 0.9078 \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.9078 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.276 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.025$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12.55 \times 10^6}{0.9078 \times 320 \times 3.39 \times 10^2} = 127.43\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

..... Condition vérifiée.

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 127.43 = 3.185 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 32} = 0.481 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32.72 \\ \beta_1 = 0.8952 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{35.56 \times 10^3}{0.8952 \times 32 \times 4.62} = 268.68\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.03 \times 268.68 = 8.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7.4. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{35.56}{10(60.82)} = 0.058 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

Les dimensions de la poutre palière (b=30cm, h=35cm), vérifiées toutes les conditions de ferrailage exigé par le (B.A.E.L/91) et (RPA.version2003). Donc on opte pour les sections d'armatures calculées :

$$A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

Cadres $\phi 8$

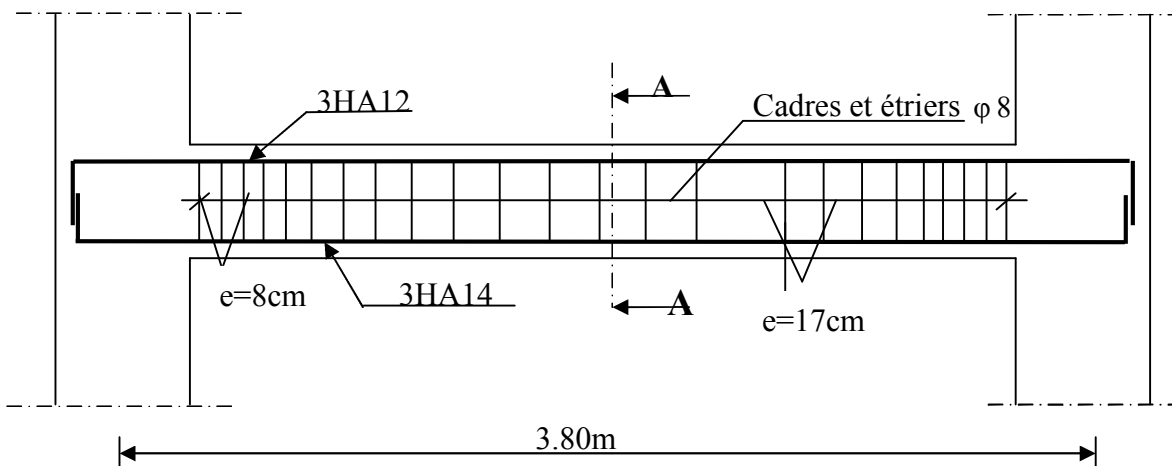
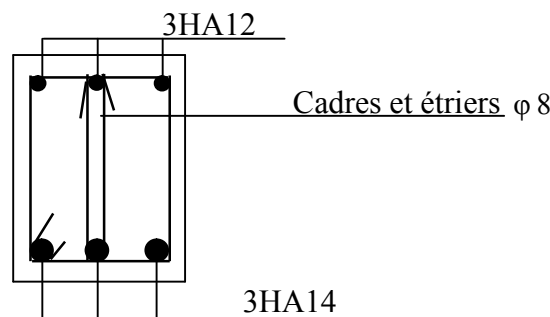


Figure III.23 : Plan de ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III.4. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal ($Q = 1 \text{ kN/mL}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

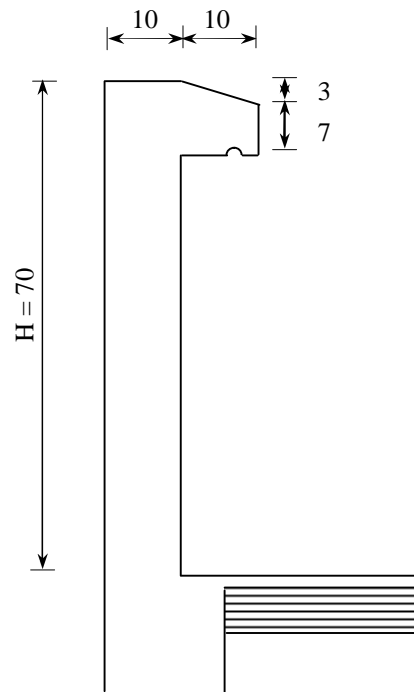


Figure III.24 : Coupe verticale de l'acrotère

III.4.1. Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal dû au poids propre : $G = S \times \rho$

$$G = 1,962 \text{ kN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

❖ Effort horizontal : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

❖ Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H$

$$M = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

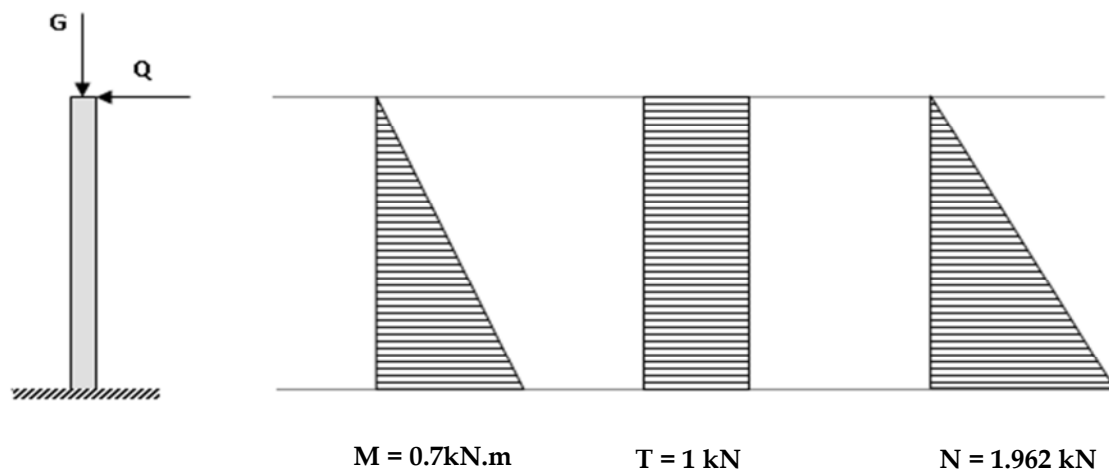


Figure III.25 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

III.4.2. Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

❖ Effort normal dû à G

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,962 = 2,648 \text{ kN/ml}$$

$$N_u = 2,648 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1,05 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

Effort normal de compression

$$N_S = G = 1,962 \text{ kN/mL}$$

❖ Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,7 \text{ kN.m}$$

III.4.3. Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

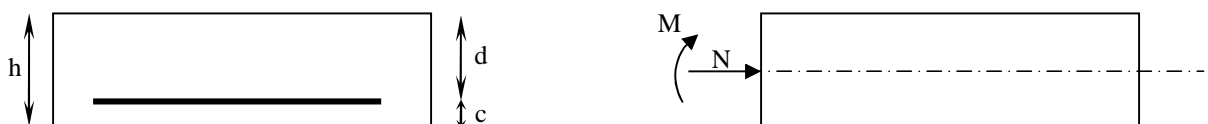


Figure III.26 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$\begin{aligned} \text{Avec : } h &= 10 \text{ cm} \\ d &= 8 \text{ cm} \\ c &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

III.4.3.1 Calcul à L'ELU :❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,648} = 0,396 \text{ m} = 39,6 \text{ cm}$$

$$\text{Nous avons } a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

❖ **Calcul en flexion simple :(section fictive)**

➤ Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,05 + 2,648 \times 0,03 = 1,129 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 1,129 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_R = 0,392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,129 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,408 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la flexion composée :(Armatures réelles)**

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

Avec :

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

$$A = 0,408 - \frac{2,648 \times 10}{348} = 0,332 \text{ cm}^2$$

III.4.3.2. vérifications :**a) Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,962} = 0,357 \text{ m} = 35,7 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,7 - (0,455 \times 8)}{35,7 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : 5HA8 $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$
($S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$)

b) Vérification au cisaillement : (Art.A.5.2, 2 / BAEL91)

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

d) Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} \rightarrow l_s = 25,39 \text{ cm.}$$

On adoptera $l_s = 30\text{cm}$.

III.4.3.3. Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Dans l'acier : (art. A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,89$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 47,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 47,31 = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2,3.RPA99/2003)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1,962 \text{ kN/mL}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,962 = 0,35 \text{ KN / mL} < Q = 1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **Conclusion :** L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** avec **e= 20cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** avec **e= 25cm.**



Figure III.27: Ferrailage de l'acrotère

III.5. Dalle de la salle machine

III.5.1. Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes :

- Vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$.
- La surface de la dalle égale à $(2.25 \times 2.30 = 5.175\text{m}^2)$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.
- La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec :

v : Coefficient de Poisson

M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

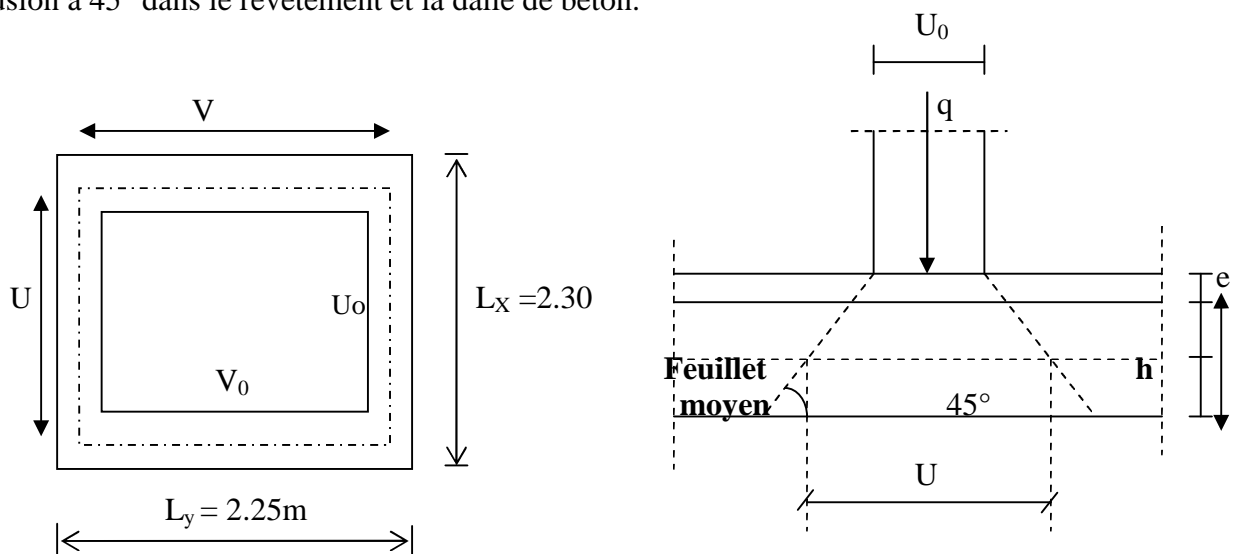


Figure III.28 : Schéma de la salle machine

III.5.2. Pré dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 \geq \frac{L_{min}}{30} = \frac{225}{30} = 7.5 \text{ cm} \\ h_0 \text{ doit être au moins égale à } 12 \text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{array} \right.$$

Donc on prend $h_0 = 15\text{cm}$

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec:

$$u = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm.}$$

$$v = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm.}$$

h_0 : épaisseur de la dalle.

e : épaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0=v_0=100\text{cm}$).

III.5.3. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{225}{230} = 0.97 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.} \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{225} = 0.55 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{125}{230} = 0.54 \end{array} \right.$$

A partir des abaques de **PIGEAUD**, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0.1$$

$$M_2 = 0.083$$

➤ Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\text{A l'ELU : } V = 0 \Rightarrow \begin{array}{l} M_{x1} = q_u M_1 \\ M_{x2} = q_u M_2 \end{array}$$

Avec :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{D'où : } M_{x1} = 121.5 \times 0.1 = 12.15 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.083 = 10.084 \text{ kN.m.}$$

➤ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0393$$

$$\mu_y = 0.934$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Surcharge : } Q = 1.00 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1 \text{ m} = 8.0475 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{d'où : } M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1.494 \text{ kN.m.}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 12.15 + 1.6 = 13.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10.084 + 1.494 = 11.578 \text{ kN.m.}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85M$
 $M_{xt} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 13.75 = 11.687 \text{ kN.m}$
 $M_{yt} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 11.578 = 9.841 \text{ kN.m}$
- **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3M$
 $M_{xa} = -0.3M_{0x} = -4.125 \text{ kN.m}$
 $M_{ya} = -0.3M_{0y} = -3.473 \text{ kN.m}$

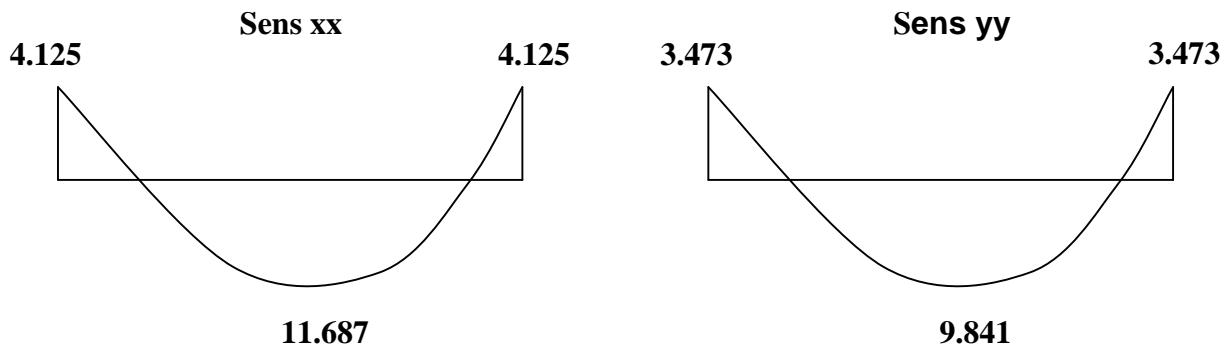


Figure III.29 : Les moments dans les 02sens à L'ELU

III.5.4. Calcul de la section d'armature :

III.5.4.1. Sens x-x :

- **En travée :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{t_x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.687 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048$

On a : $\mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11.687 \cdot 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.649 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

Calcul du moment réduit : $\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.125 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$

On a : $\mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.125 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4HA8/ml = 2.01cm^2$ avec $S_t = 25cm$

III.5.4.2. Sens y-y :

➤ **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.841 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

On a : $\mu_b = 0.041 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$

$$\mu_b = 0.04 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9.841 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.21cm^2$$

On opte pour $A_t = 4HA10/ml = 3.14cm^2$ avec $S_t = 25cm$

➤ **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.473 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a : $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.014 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.473 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.77cm^2$$

On opte pour $A_a = 4HA8/ml = 2.01cm^2$ avec $S_t = 25 cm$

III.5.5. Vérification à l'ELU :

a) **Diamètre minimales des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{max} \leq \frac{150}{10} = 15 mm$$

Or : $\phi = 10mm < \phi_{max} = 15mm$ Condition vérifiée.

b) **Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25cm < \min(3h, 33cm)$

$25 < 33cm$Condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25cm < (4h, 45cm)$.

$25 < 45cm$Condition est vérifiée.

c) Condition de non fragilité : (ArtA421, BAEL 91)

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{I_x}{I_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.97)}{2} \times 100 \times 15 = 1.218 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.218 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.218 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

d) Condition de non poinçonnement : (BAEL91/99 Art5.2.42)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m.}$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 562.5 \text{ kN}$$

$$N_u = 121.5 < 562.5 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.25} = 32.4 \text{ kN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.25} = 32.4 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{32.4}{1 \times 0.13} = 249.23 \text{ kN/m}^2 = 0.24 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire .

III.5.6. Calcul à l'ELS :**III.5.6.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.083) = 10.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.083 + 0.2 \times 0.1) = 9.27 \text{ kN.m}$$

III.5.6.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ kN/ml.}$$

$$\mu_x = 0.467$$

$$\mu_y = 0.954$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0467 \times 5.85 (2.25)^2 = 1.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.954 \times 1.38 = 1.31 \text{ kN.m.}$$

III.5.6.3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.5 + 1.38 = 11.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 9.27 + 1.31 = 10.58 \text{ kN.m.}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

❖ **Moment en travée :** $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 10.098 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 8.993 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.564 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -3.174 \text{ kN.m}$$

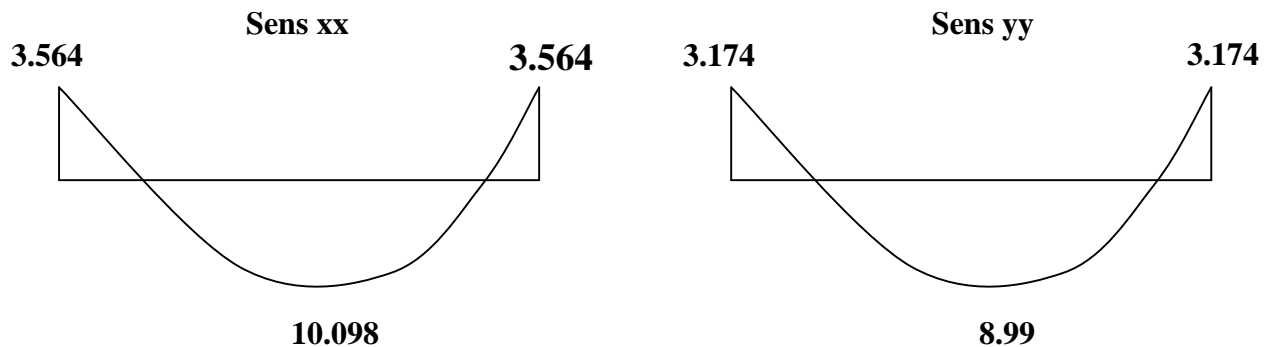


Figure III.30 : Les moments dans les 02 sens à L'ELS

III.5.7. Vérification à L'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :**

❖ **Sens x-x :** (sens le plus défavorable)

➤ **Aux appuis :** $M_a = 3.564 \text{ kN.m}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.564 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 145.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 145.72 = 2.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** $M_t = 10.098 \text{ kN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.098 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 268.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 268.59 = 5.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

b) Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

III.5.8. Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens

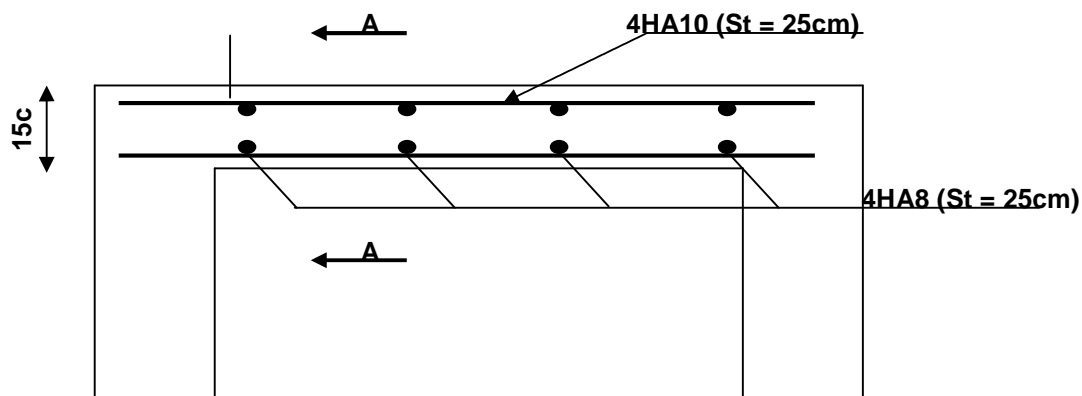
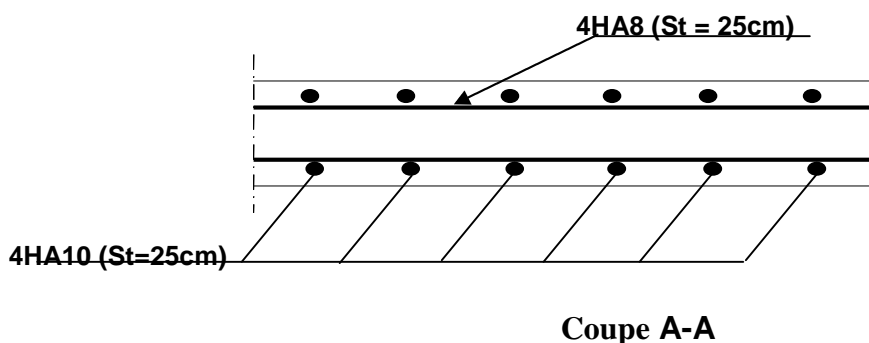


Figure III. : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine



Coupe A-A

III.6. Etude de la charpente métallique

III.6.1. Etude au vent: selon (RNV99)

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression.

Pour le calcul du vent, on distingue deux catégories des constructions. (RNV99.Art.1.2.1)

- Catégorie I : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ...etc.)
- Catégories II : cette catégories regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, ...etc.), et les cheminées.

Dans notre cas : Catégorie I

On doit vérifier la stabilité de la charpente qui exige la détermination des coefficients suivants :

- Détermination de coefficient dynamique C_d
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}
- Calcul de la pression du vent

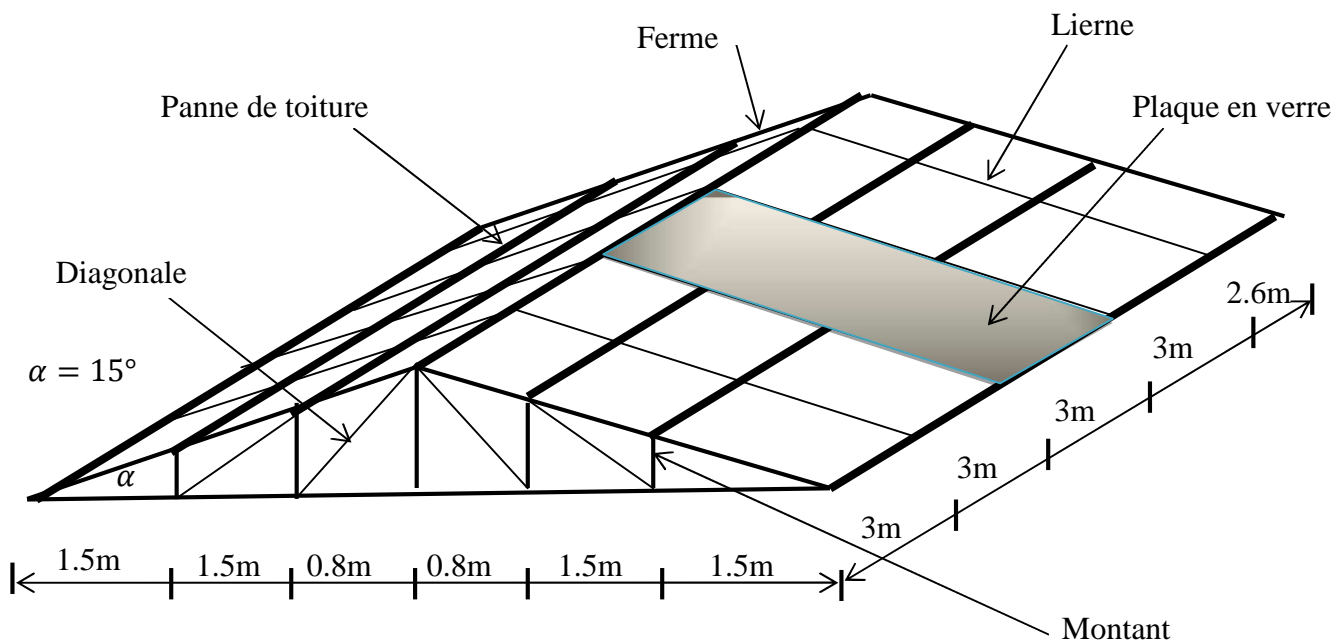


Figure III.32 : Schémas de la toiture en construction métallique

III.6.1.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Nature de la construction : (RNV99.Art.3.2)

- Peu sensible aux excitations dynamiques $C_d < 1.2$
- Sensible aux excitations dynamiques $C_d > 1.2$

C_d est donné par la courbe en fonction de (b, h). (RNV99.Art.2.1.2)

Dans notre cas $C_d = 0.95 < 1.2 \Rightarrow$ construction peu sensible

III.6.1.2. Détermination de la pression due au vent :

$$q_i = C_d \times W(z_j) \quad (\text{RNV99.Art.1.2.2,2.1})$$

Notre bâtiment est construit pour une durée de vie supérieure à 5 ans, donc il est classé parmi les structures permanentes.

➤ **Calcul la pression nette W :**

$$W = q_{\text{dyn}} \times (C_e - C_i)(z_j) \quad (\text{RNV99.Art.1.2.2, 2.2})$$

Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \times C_e \quad (\text{RNV99.Art.3.2,2.12})$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence: $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$ (RNV99.tableau2.3)

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent.

➤ **Détermination des coefficients d'exposition C_e :**

$$C_e(z) = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t \times C_r} \right] \quad (\text{RNV99.3.3, 2.13})$$

Pour notre cas : $Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$

$$C_r = K_t \times L_n \frac{Z}{Z_0} \quad (\text{RNV99.Art.4.2, 2.15})$$

Données relatives au site:

Site plat: $C_t = 1$; Zone du vent : I (RNV99.tableau2.5)

Catégorie de terrain: IV ; Facteur de terrain: $K_T = 0,24$ (RNV99.tableau2.4)

Paramètre de rugosité: $Z_0 = 0,01 \text{ m}$

Hauteur minimale: $Z_{\text{min}} = 2 \text{ m}$

La hauteur total du bâtiment : $h = 31,28\text{m}$.

Tableau III.6.1 : Les résultats de la pression dynamique :

Z(m)	C_r	C_e	$Q_{\text{dyn}} (\text{N/m}^2)$
31.28	0.83	2.08	780

➤ Toiture à deux versants : (RNV99.Art.1.1.5)

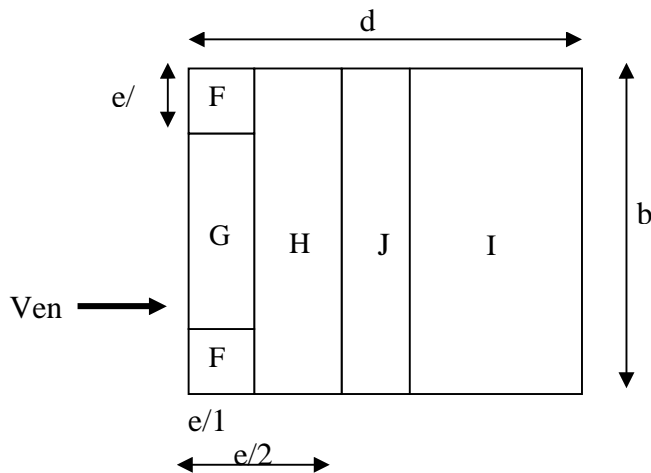


Figure III.33 : « Légende pour les toitures à deux versant »

➤ Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Dans notre cas: b = 14.6 m, h = 31.28 m et e = 14.6 m, Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes:

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log } S \quad \text{si } S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

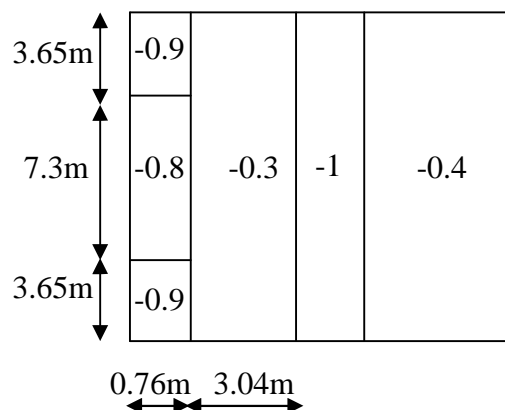
S: désigne la surface chargée de la paroi considérée

Donc on a: $S \geq 10 \text{ m}^2$ D'où $C_{pe} = C_{pe,10}$

« La pression extérieure des toitures à deux versant » (RNV99.tableau5.4)

	F	G	H	I	J
$\alpha = 15^\circ$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

Répartition de C_e dans les zones sur la toiture :



III.6.1.3. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}: (RNV99.2, p.78)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{0}{0} = 0 \Rightarrow c_i = +0.8$$

III.6.1.4. Détermination du coefficient de pression de vent C_p:

Le coefficient est calculé à l'aide de la formule suivant : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

On a $C_{pi} = 0.8$. et $C_{pe} = C_{p10}$

- Détermination de la pression statique du vent p_h :**➤ Direction du vent suivant x.x :**

$$P_h = q_h \times c_d \times (c_e - c_i)$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

$$C_{ex} = 1.5 \text{ (Abaque)}$$

$$q_h = 375 \times 2.08 = 780 \text{ N/m}^2$$

$$P_h = 780 \times 0.95 \times (c_e - c_i) = 741 \times (c_e - c_i)$$

Tableau III.6.2 : La pression statique du vent récapitulé dans le tableau suivant :

Zone	C _e	C _i	P _h (N/m ²)
F	-0.9	+0.8	-1259.7
G	-0.8	+0.8	-1185.6
H	-0.3	+0.8	-815.1
I	-0.4	+0.8	-889.2
J	-1.0	+0.8	-1333.8

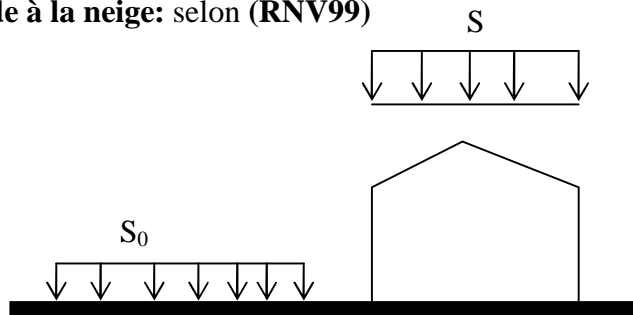
III.6.2. Etude à la neige: selon (RNV99)

Figure III.: Schémas représentatif de la charge de neige

➤ Charge de neige sur le sol : S₀

$$S_0 = 70H + 15 \quad (\text{RNV99.Art.4})$$

$$\alpha = 15^\circ ; \text{ Zone A } ; \text{ Altitude } H = 700\text{m}$$

$$\Rightarrow S_0 = 70 \times 0.7 + 15 = 64 \text{ daN/m}^2$$

➤ Charge de neige sur les toitures : S

$$S = \mu S_0 \quad (\text{RNV99.Art.3.1.1})$$

Avec :

S₀ : charge de neige sur le sol en daN/m².

S : charge de neige sur le toit en daN/m².

μ : coefficient de forme. En fonction de la forme de la toiture.

Toiture à deux versants

μ = 0.8 pour l'angle $0 \leq \alpha \leq 15^\circ$ (RNVA99.Art.6)

S = μ S₀ = 0.8 x 64 = 51.2 daN/m² : Par projection horizontal.

Scos α = 51.2 cos 15 = 49.45 daN/m² : Suivant rampant.

III.6.3. Etude des éléments de la toiture :

❖ Calcul des pannes :

- **Définition :** les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

III.6.3.1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire :

- Charges permanentes : G

Tôle et accessoire de pose 10 daN/m²

Couverture.....12 daN/m²

Poids propre de la panne(IPE140)..... 12.9 daN/ml

L'entre axe des pannes est: 1.55 m

G = (10 + 12) x 1.55 + 10.5 = 44.6 daN/ml

-**Surcharge climatique du vent :** V = -133.38 Kg/m² x 1.55 m = -206.74 daN/ml

- **Surcharge climatique de neige** (par projection horizontale) : N = 51.2 x 1.5 = 76.8 daN/ml

- **Charge d'entretien :**

D'après l'eurocode3, on considère une charge d'entretien P = 40daN/m².

P = 40x1.55 = 62 daN/ml

III.6.3.2. Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Actions vers le bas :**

Q_{sd} = 1.35G + 1.5N = 1.35x44.6 + 1.5x76.8 = 175.41 daN/ml

Q_{sd} = 1.35G + 1.5P = 1.35x44.6 + 1.5x62 = 153.21 daN/ml

- **Actions vers le haut :**

Q_{sd} = G cos α - 1.5V = 44.6 cos 15 - 1.5x 206.74 = - 267.03 daN/ml

Q_{sd} = 1.35G sin α = 1.35x44.6 sin15 = 15.58 daN/ml

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs:

Q_{sd} = 267.03 daN/ml

Q_{z,sd} = Q_{sd} cos 15 = 257.93 daN/ml

Q_{y,sd} = Q_{sd} sin 15 = 69.11 daN/ml

III.6.4. Vérification à l'état limite ultime :

III.6.4.1. Vérification à la flexion :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Art.5.4.8, 5.35Eurocode3})$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I, H : α = 2 et β = 1 .car il n'ya pas d'effort normal.

Classe de la section : les profilés laminés de calibres inférieurs ou égales à l'IPE200, sont de généralement d'une section de classe 1.

Caractéristiques géométriques de l'IPE 120:

W_{el,y} = 59.96cm³ ; W_{el,z} = 8.65cm³

$$W_{pl,y} = 60.73\text{cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,z} = 13.5\text{cm}^3$$

$$h = 12\text{cm} \quad ; \quad t_f = 0.63\text{cm} \quad ; \quad i_z = 1.45\text{cm}$$

$$A_{vz} = 6.3\text{cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 10.6\text{cm}^2$$

$$I_y = 317.8\text{cm}^4 \quad ; \quad I_z = 27.67\text{cm}^4$$

$$f_y = 235\text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \gamma_{M0} = 1.1$$

➤ Calcul des moments: **(Art.5.4.5.Eurocode3)**

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1297.41 \text{ daNm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.5 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 288.40 \text{ daNm}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = 290.17 \text{ daNm} \quad (\text{suivant } zz) : \text{ sur deux appuis}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} l/2^2}{8} = 19.43 \text{ daNm} \quad (\text{suivant } yy) : \text{ sur trois appuis}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{297.84}{1297.41} \right]^2 + \left[\frac{4.6}{288.4} \right] = 0.068 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes : **(Art.5.4.6.Eurocode3)**

$$V_z \leq V_{plz,Rd} \quad ; \quad V_y \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd}}{2} l = \frac{257.93 \times 3}{2} = 386.89 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2} \right) = 64.79 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) = \frac{7.6}{1.1} \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right) = 9374.06 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy}}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) = \frac{10.6}{1.1} \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right) = 13071.35 \text{ daN}$$

$$V_z = 386.89 < V_{plz,Rd} = 9374.06 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y = 64.79 < V_{ply,Rd} = 13071.35 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.3. Vérification au déversement:

Flexion simple : $M_{y,sd} \leq M_{b,Rd}$ **(Art.5.4.7, 5.23.Eurocode3)**

Flexion déviée : $\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$ **(Art.5.4.8, 5.36.Eurocode3)**

Calcul du moment de déversement :

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \chi_w \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} \cdot f_y \quad \chi_w = 1 \text{ pour les section de classe 1. (Art.5.5.2, 5.48.Eurocode3)}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{pl,Rd}$$

Calcul de coefficient de réduction X_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de l'Eurocode3, en fonction de λ_{LT} .

Calcul λ_{LT} : **(Art.5.5.2, 5Eurocode3)**

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right]$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93.3 \square \text{ et } \square = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.3$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique (profilés laminés I), λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{150/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 60.15$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{60.15}{93.9} = 0.64$

On utilisant les tableaux de l'annexe 6 (ouvrage de Mr.DAHMANI courbe de flambement a), on calcul directement les valeurs du X_{LT} sans utiliser les interpolations :

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.64 \Rightarrow X_{LT} = 0.8937$

D'où : $M_{b,Rd} = 0.8937 \times 1297.41 = 1159.50 \text{ daNm}$

Finalement en aura :

Flexion simple : $290.17 \text{ daNm} < 1159.50 \text{ daNm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Flexion déviée : $\frac{290.17}{1159.5} + \frac{19.43}{288.4} = 0.31 < 1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.6.5. Vérification à l'état limite de service :

III.6.5.1. Les combinaison des charges à l'ELS :

➤ **Actions vers le bas :**

$Q_{sd1} = G + N = 44.6 + 76.8 = 121.4 \text{ daN/ml}$

$Q_{sd2} = G + N = 44.6 + 62 = 106.6 \text{ daN/ml}$

➤ **Actions vers le haut :**

$Q_{sd3} = G - V = 44.6 - 206.74 = - 162.14 \text{ daN/ml}$

La charge à retenir pour les calculs :

$Q = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) \Rightarrow Q = 162.14 \text{ daN/ml}$

$Q_{z,sd} = Q \cos\alpha = 162.14 \cos 15 = 156.61 \text{ daN/ml}$

$Q_{y,sd} = Q \sin\alpha = 162.14 \sin 15 = 41.96 \text{ daN/ml}$

III.6.5.2. Vérification à la flèche :

$f \leq f_{ad}$ **(livre DAHMANI LAHLOU.CH4.p.107)**

➤ flèche verticale (suivant zz) : sur deux appuis

$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$

$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{156.61 \times 10^{-2} (300)^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 317.8} = 0.145 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ flèche laterale (suivant yy) : sur trois appuis

$f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm}$

$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_y (L/2)^4}{E I_z} = \frac{2.05}{384} \frac{41.96 \times 10^{-2} (300/2)^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 27.67} = 0.019 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE120** vérifie toutes les conditions de RNV99, donc il convient pour les pannes .

III.6.7. Calcul des liernes :

III.6.7.1. Définition : les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

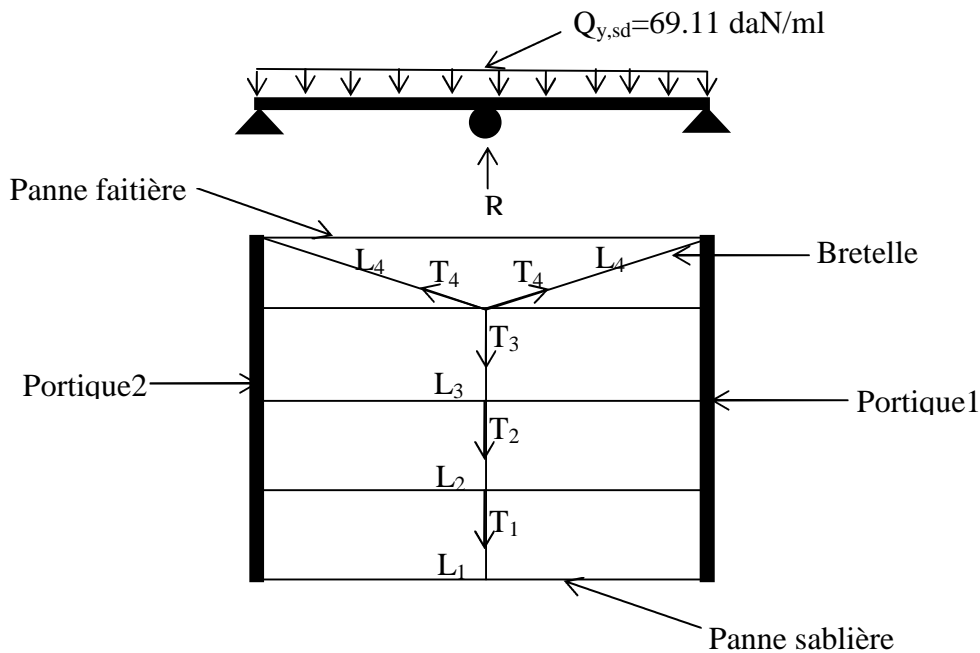


Figure III.35 : Schémas statique des liernes

III.6.7.2. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne : (livre DAHMANI LAHLOU, CH4, p.110)

$$R = 1.25Q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 69.11 \times 1.5 = 129.58 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T = \frac{R}{2} = \frac{129.58}{2} = 64.79 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 129.58 + 64.79 = 194.37 \text{ daN}$

Effort dans le tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 129.58 + 194.37 = 323.95 \text{ daN}$

Effort dans les diagonales L₄ : $2T_4 \sin \alpha = T_3 \Rightarrow T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta}$

$$\theta = \arctg \frac{1.55}{1.5} = 46^\circ$$

$$\text{D'où : } T_4 = \frac{323.95}{2 \sin 46} = 225.17 \text{ daN}$$

III.6.7.3. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₃ :

Élément tendu :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \quad (\text{Art.5.4.4, 5.16.Eurocode3})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad : \text{ Résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \square \quad A \geq \frac{T_3 \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{323.95 \times 1.1}{2350} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A \geq \frac{\pi \phi^2}{4} = 0.15 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.15}{3.14}} = 0.43 \text{ cm} = 4.3 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 4.3 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing=10\text{mm}$.

$N_{sd} = 323.95 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 16770.45 \text{ daN}$Condition vérifiée.

N.B :

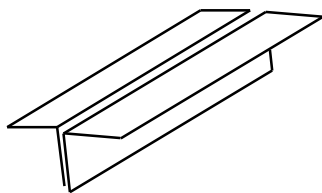
À défaut de pratique de l'**IPE120**. On utilise une double cornière (**L120x120**)

Conclusion :

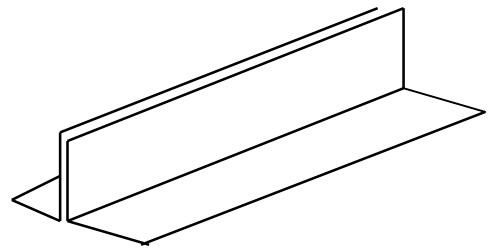
Les éléments qui constituent la charpente vérifient toutes les conditions de (RNV99), (DTR), (Eurocode3), donc ils assurent leurs fonction de reprendre les charges et les surcharges climatique.

Les éléments de la charpente sont définis comme suit :

- Les pannes : **doubles cornières à ailes égales**
- Les arbalétriers : **doubles cornières à ailes égales**
- Les liernes : **Barre $\varnothing = 10\text{mm}$.**
- Les diagonales et les montants : **Cornière**



Disposition des arbalétriers



Disposition des membranes inférieure

Figure III.36 : disposition des éléments

Chapitre IV :
Présentation de l'ETABS.

IV.1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation de méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux.

➤ Description du logiciel ETABS :**E** : extended**T** : three dimensions**A** : analyses**B** : building**S** : systems

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres logiciels de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Dans notre travail on utilisera la version **ETABS v 9.6**

➤ **Terminologie :**

Grid line : ligne de grille. Joints : nœud.

Element : élément. Column : poteau.

Material : matériau. Beam : poutre.

Frame : portique (cadre). Wall : voile.

Frame section : coffrage. Slab : dalle.

Restraints : degrés de liberté (DDL). Steel : acier.

Thickness: épaisseur. Concrete: béton.

Story: étage.

Height: hauteur.

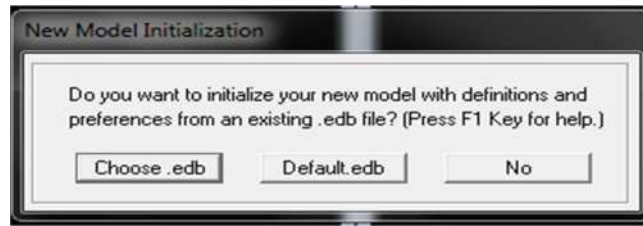
Load: charge.

IV.2-Etapes d'introduction des données :

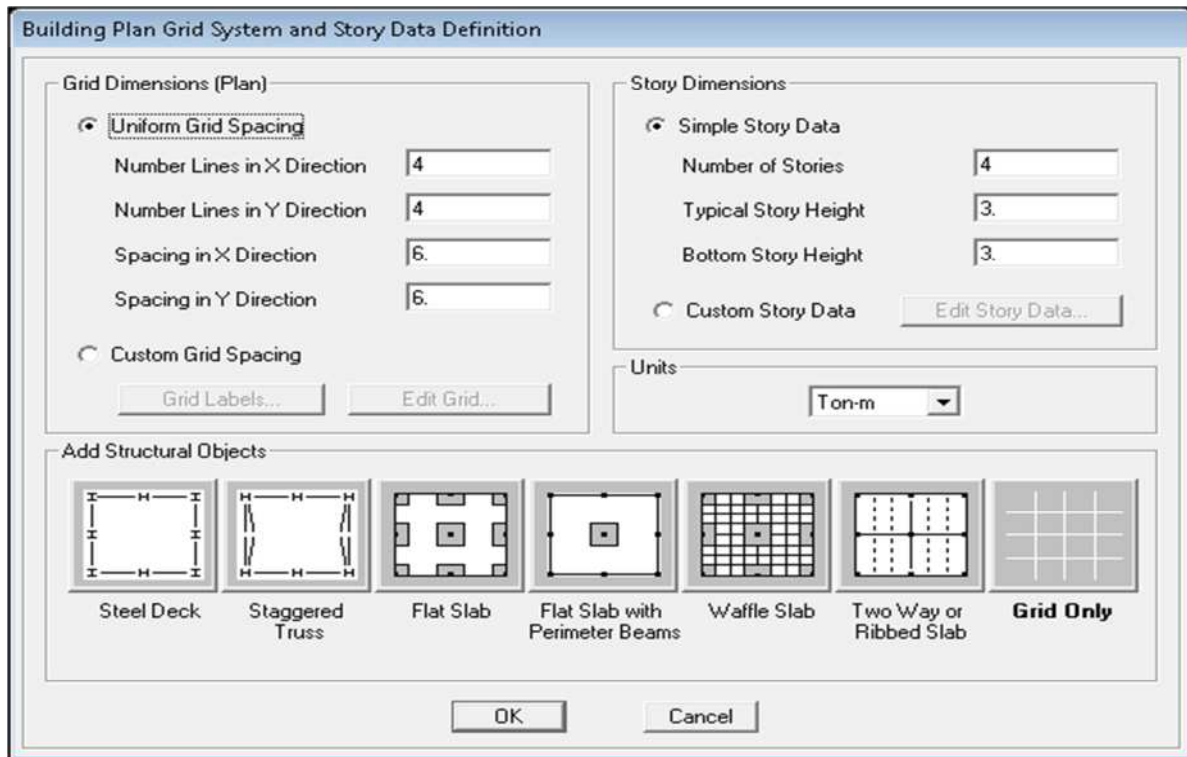
L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suivra, nous présenterons les différentes interfaces et raccourci permettant cette phase.



- Choisir les unités.
- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



Interface d'initialisation du modèle



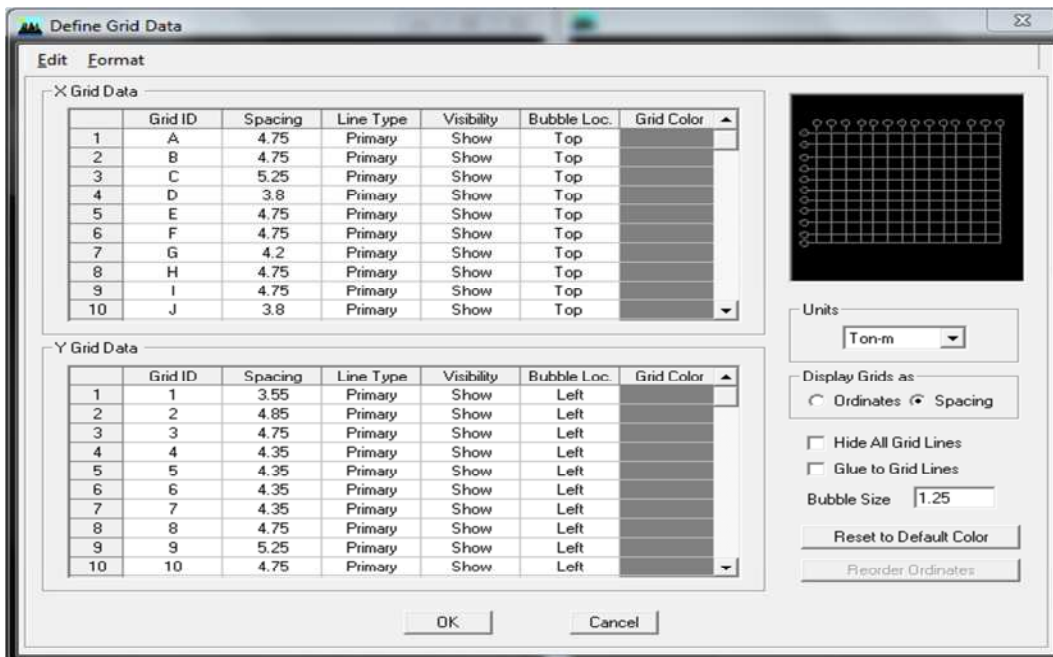
Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet :

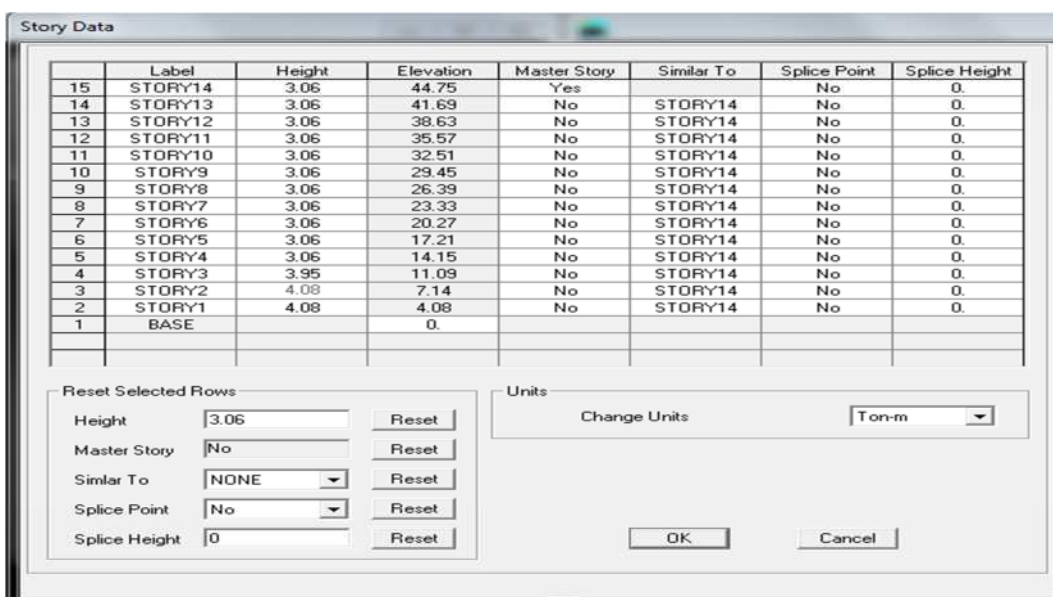
1. l'introduction du nombre d'axes,
2. le nombre de niveaux,
3. la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **CustomGridSpacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-après qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

De manière similaire, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment.



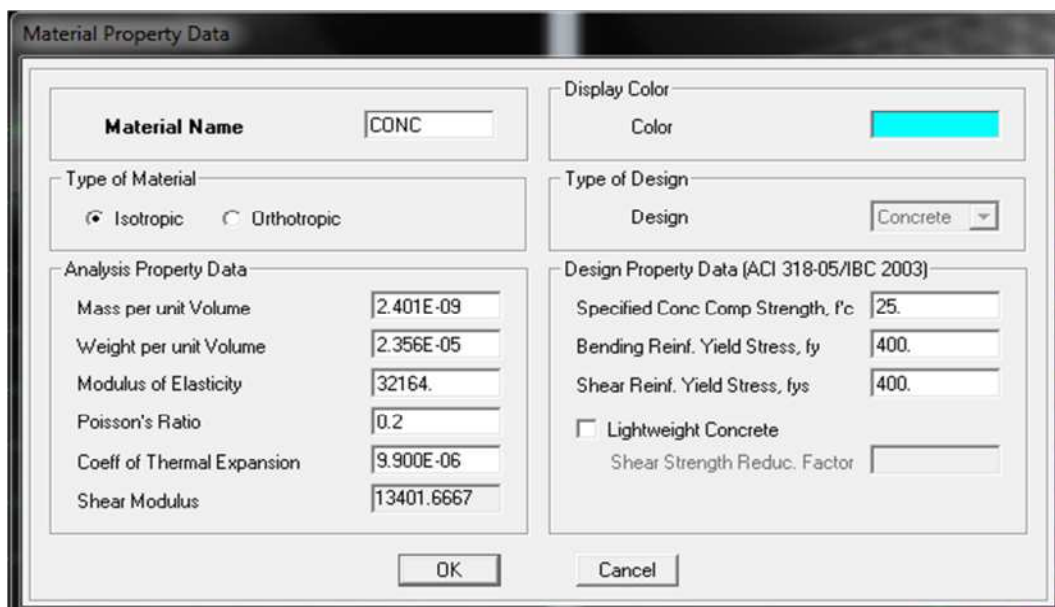
Interface de modification des entre-axes.



Interface de modification des hauteurs d'étages

- Introduire les caractéristiques des matériaux en utilisant le raccourci suivant





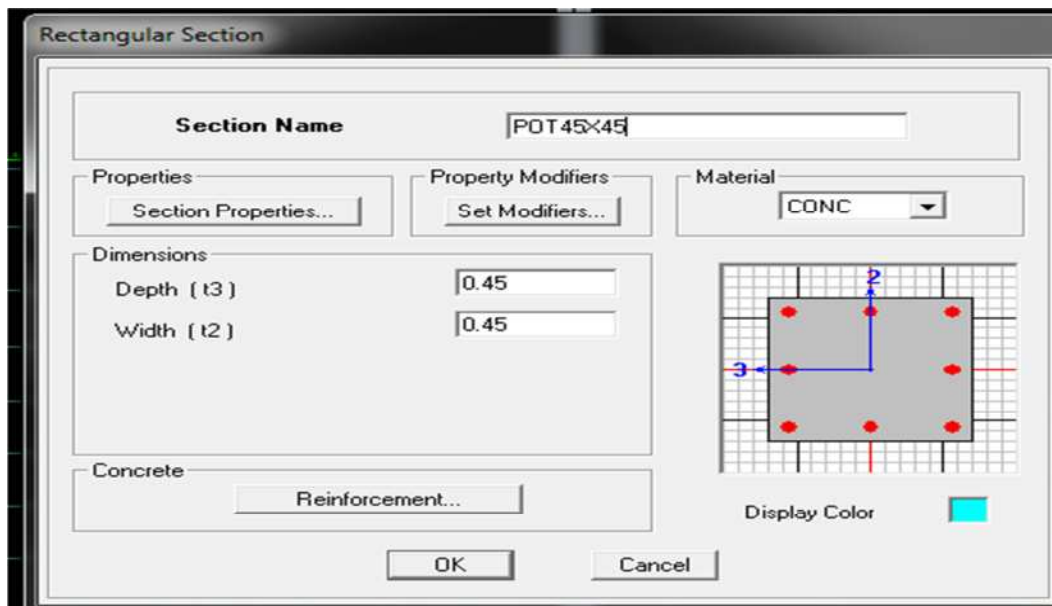
The 'Material Property Data' dialog box is used to define the properties of a material. It includes the following sections:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A cyan color swatch.
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Concrete (dropdown)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.401E-09
 - Weight per unit Volume: 2.356E-05
 - Modulus of Elasticity: 32164.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401.6667
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

- Introduire les coffrages des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



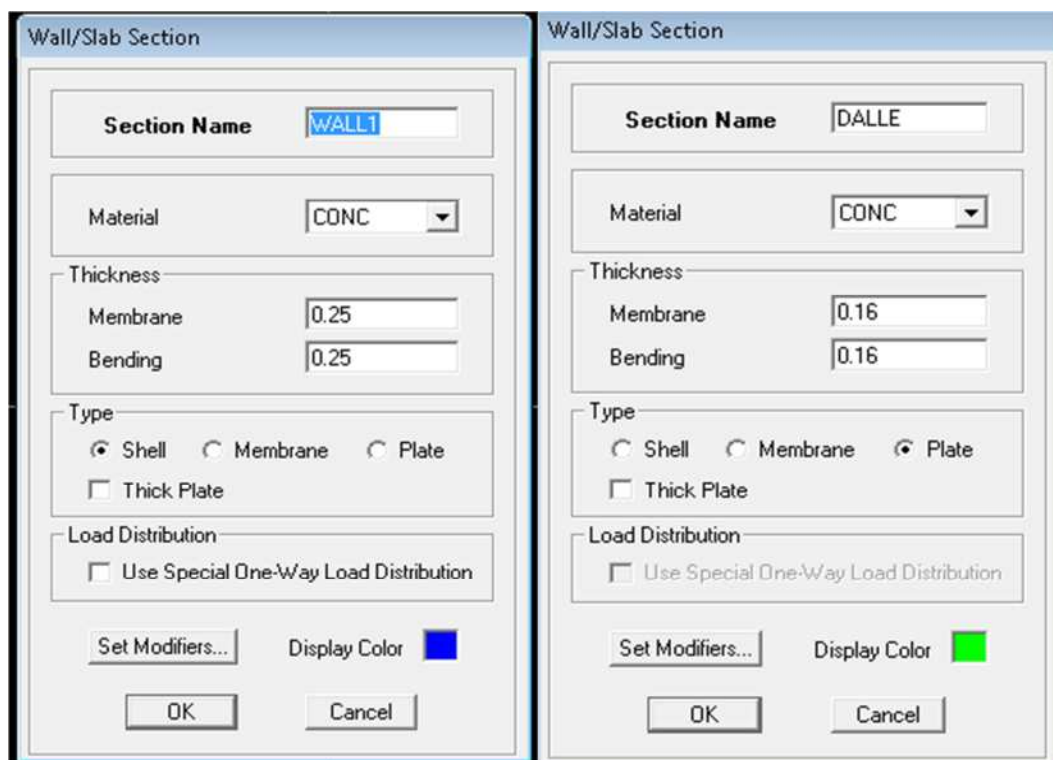
The 'Rectangular Section' dialog box is used to define the properties of a rectangular section. It includes the following sections:

- Section Name:** POT45x45
- Properties:** Section Properties... (button)
- Property Modifiers:** Set Modifiers... (button)
- Material:** CONC (dropdown)
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0.45
 - Width (t2): 0.45
- Concrete:** Reinforcement... (button)
- Display Color:** A cyan color swatch.

Buttons: OK, Cancel

Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

- Introduire les coffrages des éléments plans (dalles et voiles) en utilisant le raccourci suivant :



Interfaces d'introduction des données pour les voiles et les dalles

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

Pour les poteaux

Pour les poutres ou

Pour les dalles et les voiles

- Charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant



Frame Distributed Loads

Load Case Name: DEAD Units: Ton-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 0.

OK Cancel

Interface d'introduction des charges pour les poutres

- Charger les dalles pleines en utilisant le raccourci suivant



Uniform Surface Loads


Load Case Name: DEAD Units: Ton-m

Uniform Load: Load: 0. Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

OK Cancel

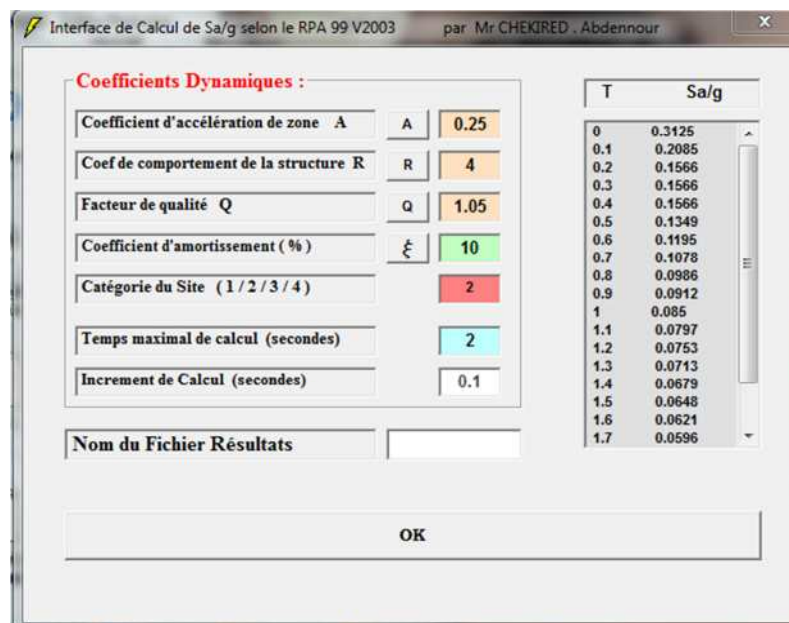
Interface d'introduction des charges pour les dalles

- Définir le spectre du RPA à partir de logiciel tels que  qui permet d'introduire les données sismiques qui sont :

- La zone : IIa (voir Annexe 1 du RPA 2003).
- Le groupe d'usage : 1b (bâtiments bureaux, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).
- Le coefficient de comportement R : portiques contreventés par voiles (R=3,5).
- Le coefficient d'amortissement
- Site : S2.
- Facteur de qualité (Q):

$$Q=1.05$$

$$Q=1+\sum P_q$$



Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKRED - Abdennour

Coefficients Dynamiques :

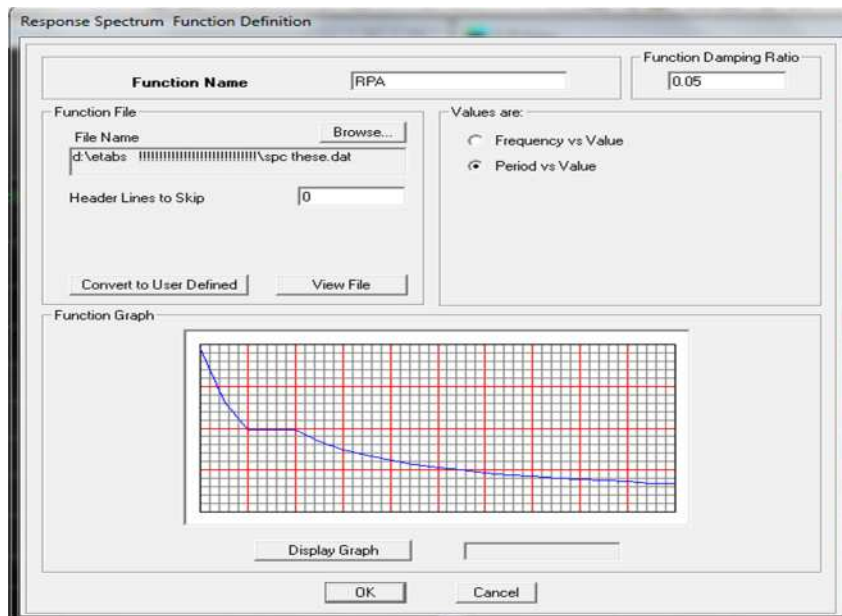
Coefficient d'accélération de zone A	A	0.25
Coef de comportement de la structure R	R	4
Facteur de qualité Q	Q	1.05
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats		

T	Sa/g
0	0.3125
0.1	0.2085
0.2	0.1566
0.3	0.1566
0.4	0.1566
0.5	0.1349
0.6	0.1195
0.7	0.1078
0.8	0.0986
0.9	0.0912
1	0.085
1.1	0.0797
1.2	0.0753
1.3	0.0713
1.4	0.0679
1.5	0.0648
1.6	0.0621
1.7	0.0596

OK

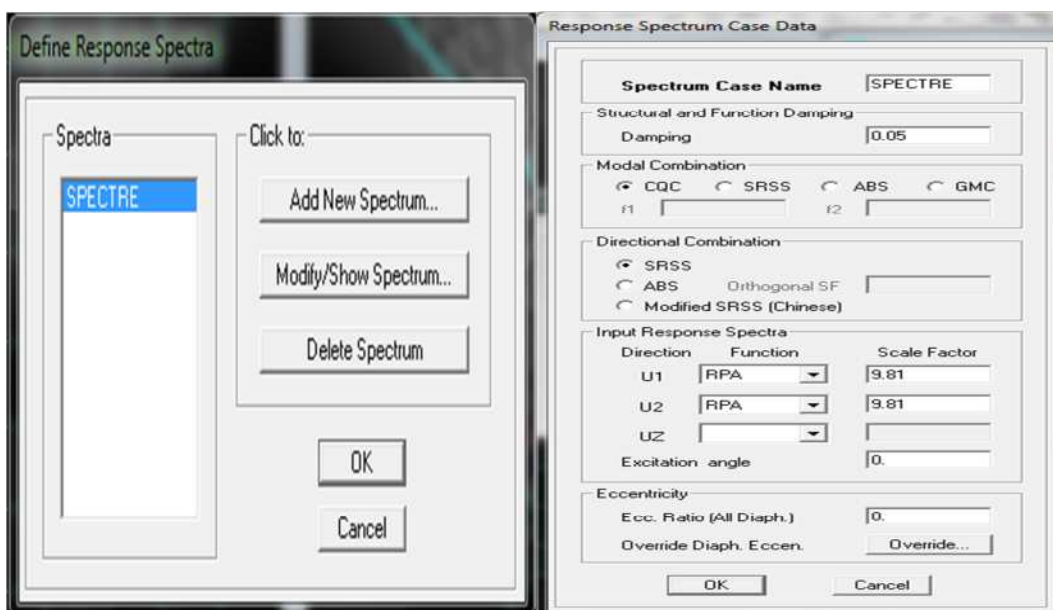
Interface du logiciel d'introduction des données du spectre

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant



Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant



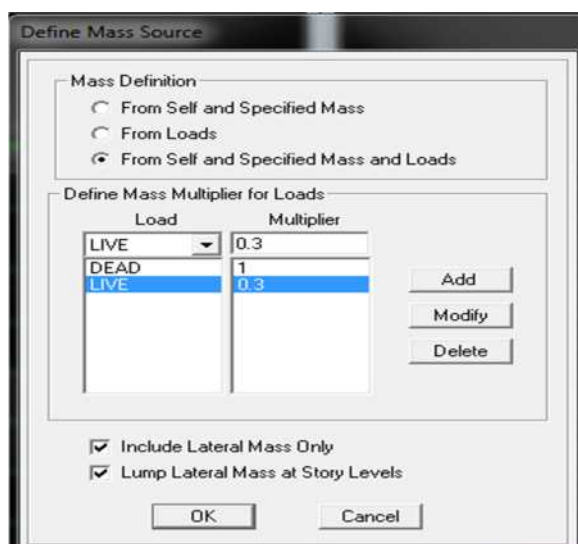
Interface de définition des caractéristiques du spectre

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant



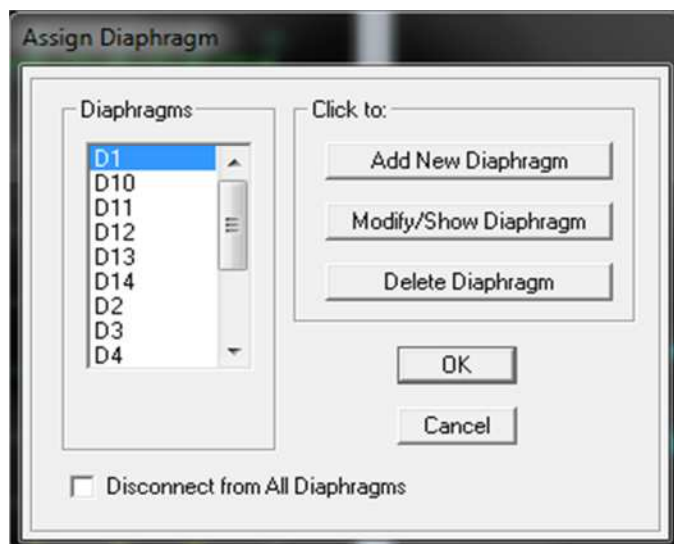
Interface d'introduction des types d'appuis

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant



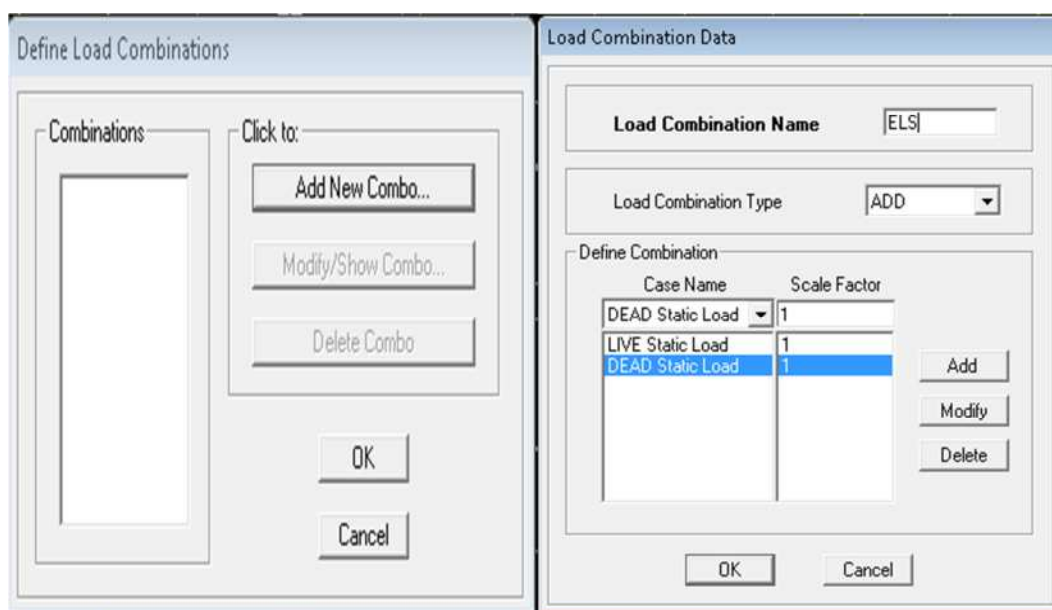
Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant



Interface d'introduction des différents diaphragmes

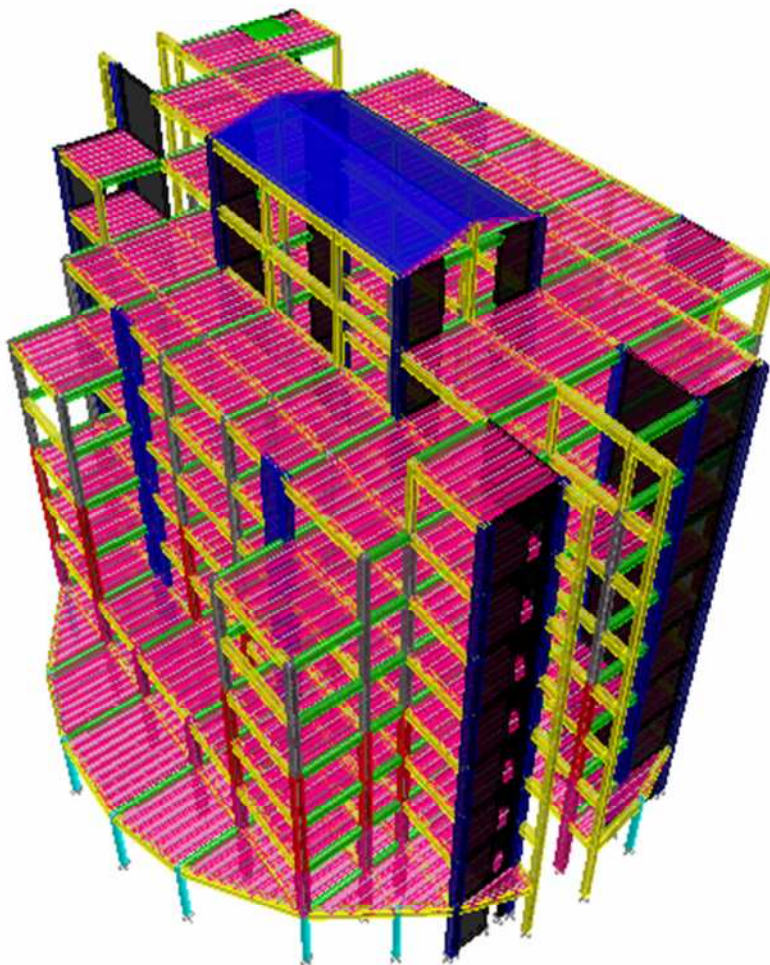
- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :



Interfaces d'introduction des combinaisons d'action

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

- **La structure finale modélisée en 3D :**



- Lancer l'analyse de la structure en sélectionnant

Analyse → **Run analysis** en cliquant sur la touche **F5**.

- Extraire les résultats soit sous forme de tableaux soit directement à partir des interfaces graphiques.

Conclusion :

Il est à présent clair qu'une modélisation exacte et conforme à la structure réelle est nécessaire afin d'avoir des résultats fiables.

Chapitre V :
Vérification au RPA.

V.1 Introduction

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- L'excentricité.
- Système de contreventement.
- Résultante des forces sismiques de calcul.
- Le déplacement inter étages acceptable.
- L'effet de 2^{ème} ordre P- Δ soit négligé.

V.2.Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1.Méthode Statique Equivalente (MSE):

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la MSE :**

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

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $H \leq 30$ m en zone II_a et III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

V.2.2.Méthode dynamique modale spectrale :

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

- **Principe de la méthode dynamique modale :**

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 hypothèses :**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres) ;
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.2.3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

V.3-Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA99 version 2003 :

1. L'excentricité :

(Art 4.2.7 RPA99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux sont rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultante des plans.

$$e = \max (e_{\text{théorique}} , e_{\text{accidentelle}})$$

a) L'excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 37.73 = 1.88 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 38.16 = 1.9 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	Ex	Ey	ex	ey
1	18,536	18,999	19,709	18,984	-1,173	0,015	1.88	1.90
2	18,56	19,158	19,911	18,984	-1,351	0,174		
3	18,825	18,974	20,162	18,984	-1,337	-0,01		
4	18,778	18,984	20,309	18,984	-1,531	0		
5	19,217	19,014	20,396	18,984	-1,179	0,03		
6	19,049	18,97	20,462	18,984	-1,413	-0,014		
7	19,67	18,986	20,534	18,984	-0,864	0,002		
8	19,536	19,672	20,635	18,984	-1,0801	0,688		
9	19,591	20,566	20,616	18,984	-1,025	1,582		

Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité

L'excentricité adoptée $e = 1.90m$

2. Système de contreventement

(Art 3.4/ RPA 99 version 2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

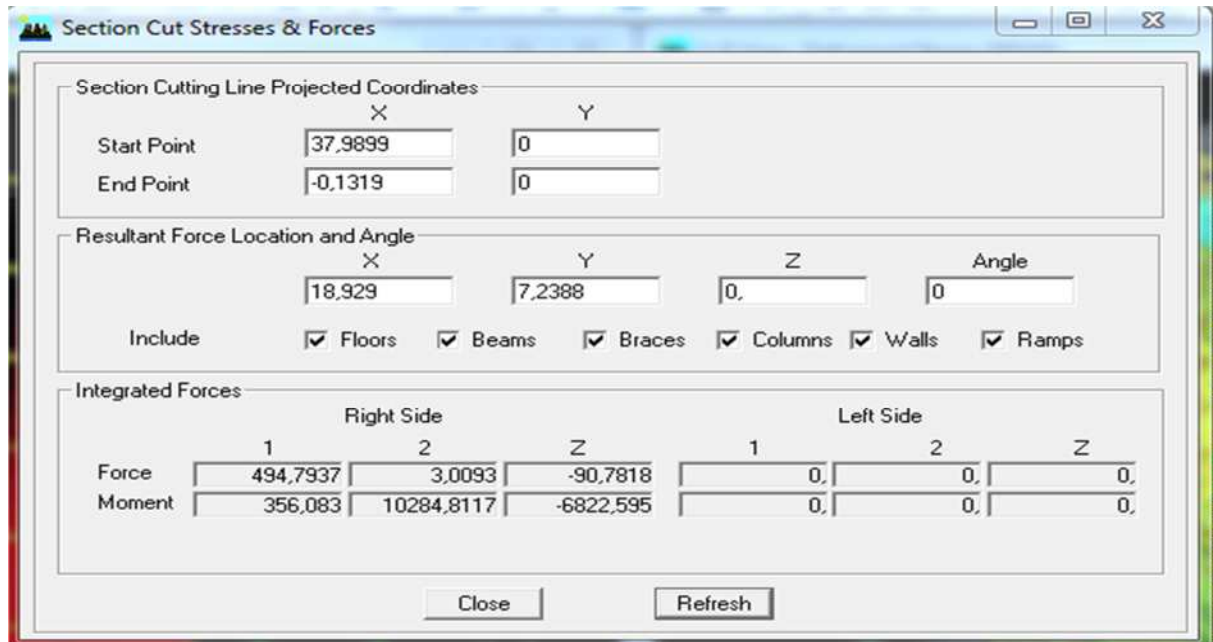
➤ Le système de contreventement peut être :

- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
- système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
- système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (Système 4.b).

3. Justification du système de contreventement :

Les valeurs des charges repris par les éléments porteurs donnés par ETABS.

- **L'effort tranchant total à la base de la structure :**



L'effort tranchant total à la base de la structure : $V_t = 494.8 \text{ t}$

- **Charges verticales repris par les voiles sens x-x:** en sélection (walls, ramps)
 $V_{vx} = 449.45 \text{ t}$ soit (90.83%)
- **Charges verticales repris par les voiles sens y-y:**
 $V_{vy} = 520.67 \text{ t}$ soit (94.38%)
- **Charges sismiques repris par les portiques sens x-x :** en sélection (columns, beams)
 $V_{px} = 45.33 \text{ t}$ soit (9.17 %)
- **Charges sismiques repris par les portiques sens y-y :**
 $V_{py} = 31.052 \text{ t}$ soit (5.62%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le système de contreventement 2 ; **R = 3.5** (tableau 4.3 du RPA)

4. Résultantes des forces sismiques de calcul : (Art 4.3.6 RPA99 version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

V_t : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS

V : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

➤ Calcul de V

(Art 4.2.3 RPA99 version 2003)

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A = 0.20 : (coefficient d'accélération de zone : zone II, groupe 1).

R = 3.5 (valeur du coefficient de comportement : système 2)

W : poids total de la structure

	Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
▶	ALL	0,0000	3149,109	577,3056	577,3056	0,0000

W = 3149.109 t

- **Facteur d'amplification dynamique :**

Période donné par l'ETABS est :

$$T_{\text{etabs}} = 0,72 \text{ s} \quad (\text{mode 1})$$

$$T_{\text{etabs}} = 0,66 \text{ s} \quad (\text{mode 2})$$

- **Calcul de T empirique**

(Art 4.2.4/RPA99 version 2003)

$$T = \min \left\{ \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}; C_t(h_n)^{\frac{3}{4}} \right\}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur totale de la structure (m) $h_n = 32.28m$

C_t : Coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage

(tableau 4.6) $C_t = 0.05$

Sens xx : $T = \min \{0,472 ; 0,66\} = 0,472 \text{ s}$

Sens yy : $T = \min \{0,470 ; 0,66\} = 0,470 \text{ s}$

- **Calcul des facteurs d'amplifications dynamique D :**

L'article (4.2.4 du RPA99version 2003) postule que :

‘ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ’.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant ce tableau :

Conditions sur T	Période choisie
$T_{\text{etabs}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{etabs}}$
$1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

Sens x-x :

$$1.3 \times 0.472 = 0.613 \text{ s} \quad ; \quad 1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} \Rightarrow T = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.613 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D=2.5 \eta(T_2/T)^{2/3} \quad (\text{Art 4.2 RPA 99 version 2003})$$

Avec :

$$T_2 = 0.4s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 10\%$

$$D'où \quad \Rightarrow \quad \eta = 1.82 \geq 0.70 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\eta = 1.82 \Rightarrow D = 3.42$$

➤ **Calcul de facteur de qualité Q :** (Art 5.7 RPA 99 version 2003)

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

• **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{Sens x-x : } (4.95+4.95)/37.06 = 0.26 > 0.25 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } (0)/37.06 = 0 < 0.25 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$P_{1x} = 0.05 ; P_{1y} = 0$$

• **Régularité en élévation**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

• **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens x-x : $3.68/3.18 = 1.15 < 1,5$ Condition vérifiée.

Sens y-y : $5.6/4.22 = 1.32 < 1,5$ Condition vérifiée.

$P_{3x} = 0 ; P_{3y} = 0$

• **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens x-x : $5.6/3.18 = 1.76 > 1,5$ Condition non vérifiée.

Sens y-y : $5.1/4.22 = 1.20 < 1,5$ Condition vérifiée.

$P_{4x} = 0.05 ; P_{4y} = 0$

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis la révision de RPA en 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suit :

Critère q	Pénalité P_q	
	Sens xx	Sens yy
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0.05	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau V.2 : valeurs de facteur de qualité

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 = 1.1$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

- **Application numérique**

Sens xx :

$$V = \frac{0.20 \times 3.42 \times 1.1}{3.5} \times 3149.109 = 473.877 \text{ t}$$

Sens yy :

$$V = \frac{0.20 \times 3.42 \times 1}{3.5} \times 3149.109 = 430.798 \text{ t}$$

- **Effort tranchant à la base** (obtenue par ETABS)

Sens xx : $V_t = 494.8 \text{ t}$

Sens yy : $V_t = 520.67 \text{ t}$

➤ **Vérification**

Sens xx : $V_t = 494.8 \text{ t} > 0.8V = 379.10 \text{ t}$Condition vérifiée.

Sens yy : $V_t = 520.67 \text{ t} > 0.8V = 344.63 \text{ t}$Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

5. Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 RPA 99 version 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

- **Calcul des déplacements : (Art 4.34.RPA99/2003)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Niveaux	$\delta_{ek(x)} (m)$	$\delta_{ek(y)} (m)$	R	$\delta_{k(x)} (m)$	$\delta_{k(y)} (m)$	$\Delta_x (m)$	$\Delta_y (m)$	1% h
9	0,0227	0,0284	3.5	0.1135	0.142	0.0205	0.016	0.034
8	0,0186	0,0252	3.5	0.093	0.126	0.014	0.019	0.034
7	0,0158	0,0214	3.5	0.079	0.107	0.0135	0.0185	0.034
6	0,0131	0,0177	3.5	0.0655	0.0885	0.014	0.019	0.034
5	0,0103	0,0139	3.5	0.0515	0.0695	0.0135	0.0185	0.034
4	0,0076	0,0102	3.5	0.038	0.051	0.013	0.0175	0.034
3	0,005	0,0067	3.5	0.025	0.0335	0.0115	0.0155	0.034
2	0,0027	0,0036	3.5	0.0135	0.018	0.0085	0.0115	0.034
1	0,001	0,0013	3.5	0.005	0.0065	0.005	0.0065	0.0408

Tableau V.3 : Valeurs des déplacements inter étages

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

6. Nombre de modes à considérer (Art4.3.4 RPA99 version 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,720233	0,0141	65,5681	0,0089	0,0141	65,5681	0,0089
2	0,622147	63,236	0,0192	2,3306	63,250	65,5873	2,3395
3	0,554275	2,4972	0	60,884	65,747	65,5873	63,224
4	0,178592	0,0303	19,6908	0,1183	65,777	85,2781	63,342
5	0,155213	19,182	0,0416	0,6199	84,959	85,3198	63,962
6	0,129623	0,6571	0,0444	20,164	85,616	85,3641	84,127
7	0,081865	0,0155	7,4997	0,0441	85,632	92,8639	84,171
8	0,071501	7,423	0,0158	0,2012	93,055	92,8797	84,372
9	0,058652	0,0884	0,0065	8,2298	93,143	92,8862	92,602
10	0,050835	0,0371	3,4099	0,0485	93,180	96,2961	92,650
11	0,045751	3,0973	0,0341	0,0512	96,278	96,3602	92,701
12	0,039334	0,3984	0,03091	2,0811	96,676	96,8693	94,782

Tableau V.4 : Nombre de mode de vibration**7. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$** **(Art 5.9 RPA99 version2003)**

Les effets de 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids 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 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

étage	P_k (t)	V_{kx} (t)	V_{ky} (t)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	H_k (m)	θ_x	θ_y
STORY1	99,5598	556.01	552.44	0.0205	0.016	4.08	8.9×10^{-4}	7×10^{-4}
STORY2	76,2026	529.58	525.83	0.014	0.019	3.40	5.9×10^{-4}	8×10^{-4}
STORY3	68,6918	492.51	488.48	0.0135	0.0185	3.40	5.5×10^{-4}	7.6×10^{-4}
STORY4	66,3965	443.9	439.5	0.014	0.019	3.40	6.1×10^{-4}	8.4×10^{-4}
STORY5	63,5415	382.22	377.37	0.0135	0.0185	3.40	6.6×10^{-4}	9.1×10^{-4}
STORY6	68,5219	309.15	303.76	0.013	0.0175	3.40	1.1×10^{-3}	1.1×10^{-3}
STORY7	60,9762	215.2	209.11	0.0115	0.0155	3.40	1.3×10^{-3}	1.3×10^{-3}
STORY8	46,7481	118.1	111.29	0.0085	0.0115	3.40	9.8×10^{-4}	1.4×10^{-3}
STORY9	11,5892	32.23	24.78	0.005	0.0065	3.40	5.2×10^{-4}	8.9×10^{-4}

Tableau V.5 : justification de l'effet $P - \Delta$

Conclusion :

$\theta < 0.10$ dans les deux sens. Donc effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

9. L'effort normal réduit dans les poteaux : (Art7.4.3.1RPA 99/v2003)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

- **Poteau (45x45) cm sous la combinaison G+Q+Ex, y :**

$$v = \frac{1280.3 \times 10^3}{(45 \times 45) \times 10^2 \times 25} = 0,25 < 0,30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+ Ex, y :**

$$v = \frac{1084.4 \times 10^3}{(40 \times 40) \times 10^2 \times 25} = 0,27 < 0,30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteau (35x35) cm sous la combinaison G+Q+ Ex, y :**

$$v = \frac{768.6 \times 10^3}{(35 \times 35) \times 10^2 \times 25} = 0,25 < 0,30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteau (30x30) cm sous la combinaison G+Q+ Ex, y :**

$$v = \frac{306.6 \times 10^3}{(30 \times 30) \times 10^2 \times 25} = 0,13 < 0,30 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

10. Conclusion générale sur les vérifications :

Toutes les conditions du RPA 99 version 2003 sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

Chapitre VI:
Ferraillage des éléments :

VI. 1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries, alors on considère que la fissuration est peu nuisible.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q : **BAEL91**
- G + Q : **BAEL91**
- G + Q ± E : **RPA99 révisé 2003**
- 0.8G ± E : **RPA99 révisé 2003**

VI.1.1. Recommandations du RPA99 :

1) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum :

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

- **Poutre principales** : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.875 \text{ cm}^2$.

- **Poutre secondaire** : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.250 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum :

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

	A^{\max} [cm ²]		A^{\min} [cm ²]
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutre principale	63	94.5	7.875
Poutre secondaire	42	63	5.25

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t b \text{ (Art 7.5.2.2/BAEL)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right) \text{ en zone nodale. (Art A.5.1.22/ BAEL)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.2. Etapes de calcul à l'ELU :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue.

A'_s : Section supérieure comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée ; c.-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

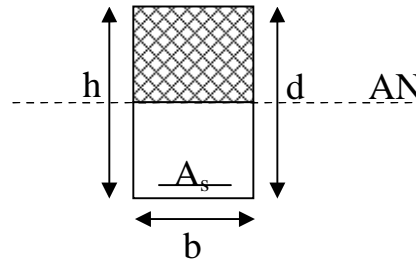


Figure VI.1 : section de la poutre

Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c.-à-d. la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcule : } M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_1$$

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M < 0.4 M_u$ (**Art BAEL B66**).

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_1}{\beta_{tr} d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

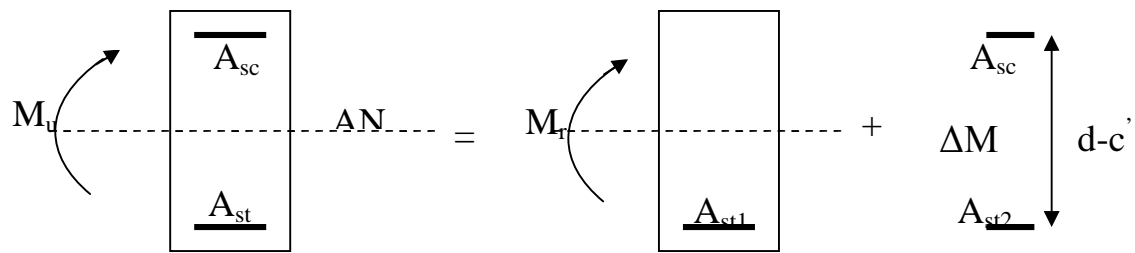


Figure VI.2 : les sollicitations sur la poutre

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutres principales									
Zone		M [t. m]	b [cm]	h [cm]	obs	A [cm ²]	comb	Ferraillage	A adopté [cm ²]
Zone 1	En travée	8.27	35	45	SSA	5.87	ELU	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	12.66	35	45	SSA	9.27	ELU	3HA16+3HA14	10.64
Zone 2	En travée	7.80	35	45	SSA	5.80	ELU	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	11.90	35	45	SSA	8.67	G+Q±E	3HA14+3HA14	9.24
Zone 3	En travée	8.07	35	45	SSA	5.73	ELU	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	11.5	35	45	SSA	8.35	G+Q±E	3HA14+3HA14	9.24
Zone 4	En travée	5.54	35	45	SSA	3.87	ELU	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	10.58	35	45	SSA	7.63	G+Q±E	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.1 : Ferraillage des poutres principales

Poutres secondaires									
Zone		M [t. m]	b [cm]	h [cm]	obs	A [cm ²]	comb	Ferrailage	A adopté [cm ²]
Zone 1	En travée	5.13	30	35	SSA	4.83	0.8G+ \pm E	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	7.17	30	35	SSA	6.95	G+Q \pm E	3HA14+3HA12	8.01
Zone 2	En travée	6.60	30	35	SSA	6.34	0.8G+ \pm E	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	9.44	30	35	SSA	9.48	G+Q \pm E	3HA16+3HA14	10.64
Zone 3	En travée	6.48	30	35	SSA	6.22	0.8G+ \pm E	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	9.6	30	35	SSA	9.66	G+Q \pm E	3HA16+3HA14	10.64
Zone 4	En travée	4.60	30	35	SSA	4.30	0.8G+ \pm E	3HA14+3HA12	8.01
	Aux appuis	8.65	30	35	SSA	8.57	G+Q \pm E	3HA14+3HA14	9.24

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires

❖ Vérification des sections d'armatures minimales selon l'RPA :

A tot-adop [cm ²]		A min [cm ²]	Observation	
Poutres principales		21.28	7.87	vérifiée
Poutres secondaires		17.52	5.25	vérifiée

VI.1.3 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 42.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,79 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

b) Justification sous sollicitations d'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 4.35 \text{ MPa. Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} ;$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'E.L.U.

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{21.6 \times 10^3}{350 \times 425} = 0.14 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{52.7 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.54 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL91.Art A.5.1.3.2.1)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ On doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- Poutres principales: $21.6 - \frac{126.6}{0,9 \times 0.425} = -309.38 < 0$
- Poutres secondaires : $52.7 - \frac{96}{0,9 \times 0.325} = -275.58 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

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

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$

- Poutres principales : $\bar{T}_u = 1115.2 \text{ KN} > T_u = 21.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\bar{T}_u = 880.4 \text{ KN} > T_u = 52.7 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton : (BAEL 91, Art. A.6.1.3)**

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i : \text{Périmètre des aciers} = \sum n \Pi \varnothing$$

- Poutres principales : $\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U} = \frac{21.6 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 282.6} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$
- Poutres secondaires : $\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U} = \frac{52.7 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 244.92} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

• **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrenage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $(0,4l_s)$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.58 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 17 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1,42 ; 1,2 ; 3) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g) Calcul des espacements :

• **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- **Poutres principales :** de $(35 \times 45) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 11.25 \text{ cm}$ → On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires :** de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 8.75 \text{ cm}$ → On prend $S_t = 8 \text{ cm}$

• **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutre principales :** de $(35 \times 45) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 22.5 \text{ cm}$ → On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :** de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $S_t \leq 17.5 \text{ cm}$ → On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

h) Délimitation de la zone nodale :

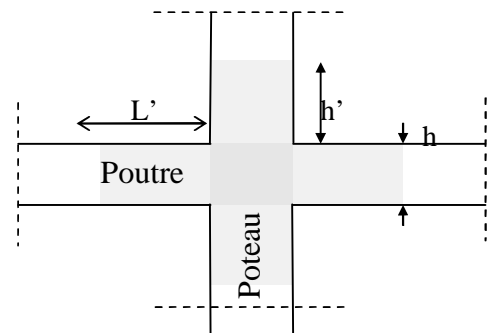
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.



On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} : \text{ poutre principales de } (35 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{ poutre secondaire de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm} > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.4 Vérifications à l'ELS :

a) ELS vis à vis de la durabilité de la structure :

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

-Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

$$y_1 : \text{ Position de l'axe neutre, donnée par l'équation : } \frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d}$

-Déduire les valeurs de β_1 , α_1 et K

-Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = K \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_u}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutres principales											
Zone		M_s [t. m]	ρ_1	β_1	K_1	A_u [cm ²]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observati on
Zone 1	En travée	6.002	8.132	0.746	4.68	8.01	236.34	348	1.10	15	Vérifiée
	Aux appuis	8.46	12.65	0.726	3.248	10.64	257.69	348	0.83	15	Vérifiée
Zone 2	En travée	5.62	8.132	0.746	4.68	8.01	221.29	348	1.03	15	Vérifiée
	Aux appuis	7.87	10.99	0.732	3.65	9.24	273.78	348	0.98	15	Vérifiée
Zone 3	En travée	5.94	8.132	0.746	4.68	8.01	233.89	348	1.09	15	Vérifiée
	Aux appuis	6.56	9.69	0.738	4.08	9.24	226.35	348	0.92	15	vérifiée
Zone 4	En travée	5.94	8.132	0.746	4.68	8.01	233.89	348	1.09	15	Vérifiée
	Aux appuis	6.20	8.132	0.746	4.68	8.01	244.13	348	1.14	15	vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des armatures des poutres principales

Poutres secondaires											
Zone		M_s [t.m]	ρ_1	β_1	K_1	A_u [cm ²]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Zone 1	En travée	1.56	3.83	0.786	8.36	8.01	76.24	348	0.63	15	Vérifiée
	Aux appuis	1.44	3.83	0.786	8.36	8.01	70.37	348	0.58	15	Vérifiée
Zone 2	En travée	0.94	2.47	0.811	11.46	8.01	45.93	348	0.52	15	Vérifiée
	Aux appuis	1.22	2.47	0.811	11.46	10.64	43.50	348	0.49	15	Vérifiée
Zone 3	En travée	1.57	3.83	0.786	8.36	8.01	76.72	348	0.64	15	Vérifiée
	Aux appuis	1.30	2.47	0.811	11.46	10.64	46.35	348	0.64	15	Vérifiée
Zone 4	En travée	1.08	2.47	0.811	11.46	8.01	51.15	348	0.58	15	Vérifiée
	Aux appuis	1.83	5.21	0.769	5.65	9.24	79.24	348	0.44	15	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des armatures des poutres secondaires

b) ELS vis à vis des déformations :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

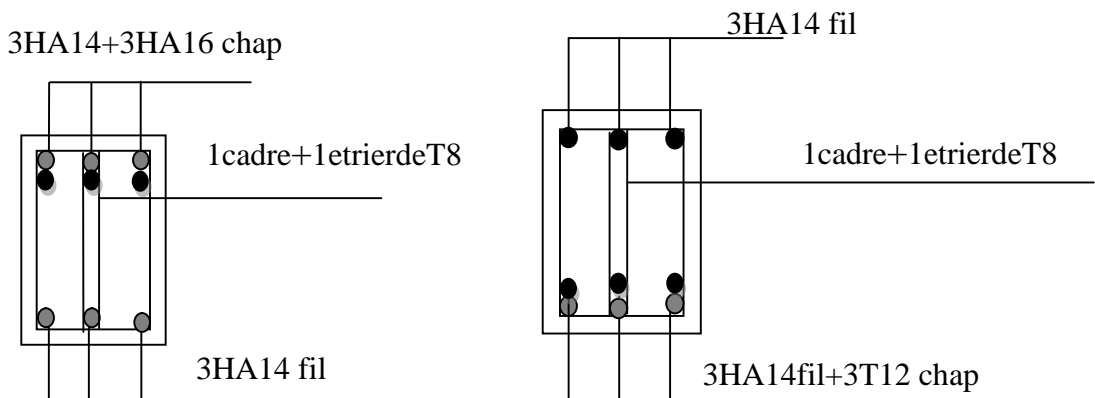
❖ Vérification des conditions :

	L(m)	1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition		3 ^{ème} condition		
		h/L	A _s (cm ²)	A _s f _e / b. d	M _t (cm ²)	M ₀	M _t / 10 M ₀
PP	5.60	0.08 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	60.02	201.9	h/l > 0.02 ✓
	4.50	0.1 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	58.24	122	h/l > 0.04 ✓
	4.22	0.1 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	54.35	94.82	h/l > 0.05 ✓
PS	4.95	0.07 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	15.57	117.1	h/l > 0.01 ✓
	3.80	0.09 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	14.33	52.7	h/l > 0.02 ✓
	3.68	0.09 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	14.21	46.13	h/l > 0.03 ✓
	2.30	0.15 > 1/16 ✓	8.01	3.2 < 4.2 ✓	10.36	21.42	h/l > 0.04 ✓

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche.

✓ **Exemple de ferrailage d'une poutre principale:**



Coupe de ferrailage aux appuis

coupe de ferrailage en travées

VI.2. ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des charges vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau VI.5 : caractéristiques mécanique des matériaux

Les poteaux seront calculés en tenant compte des combinaisons considérées comme suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

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.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2.1. Recommandations du R.P.A. 2003 :

1) Les armatures longitudinales : (Art.7.5.2.2 RPA 99/2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.
 - Poteau : (45×45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
 - Poteau : (40×40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
 - Poteau : (35×35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$
 - Poteau : (30×30) : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

Poteau circulaire: $D=35 : A_{\min} = 0.008 \times \pi R^2 = 5.652 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

Poteau : (45×45) : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau : (40×40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau : (35×35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau : (30×30) : $A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Poteau circulaire: $D=35 : A_{\min} = 0.04 \times \pi R^2 = 28.26 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

Poteau : (45×45) : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteau : (40×40) : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau : (35×35) : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteau : (30×30) : $A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Poteau circulaire: $D=35 : A_{\min} = 0.06 \times \pi R^2 = 42.39 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

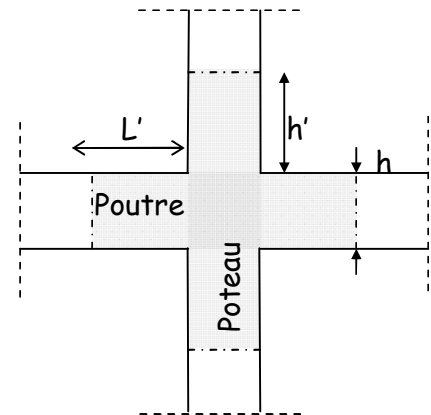


Figure VI.3 : Délimitation de la zone nodale

On aura :

- $h' = 68 \text{ cm}$.

- $L' = 2 \times 45 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de (35×45).

- $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires de (30×35).

2) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{RPA. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec λ_g est l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{I_f}{a} \text{ ou } \frac{I_f}{b} \right)$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VI.2.2. Calcul du ferrailage :

VI.2.2.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la

section de $e = \frac{M}{N}$.

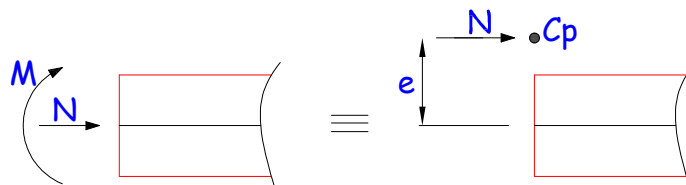


Figure VI.4 : Section en flexion composée

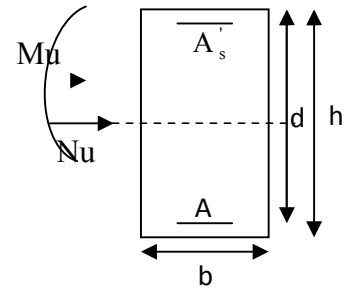
Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

a. Armatures longitudinales :

Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :



$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

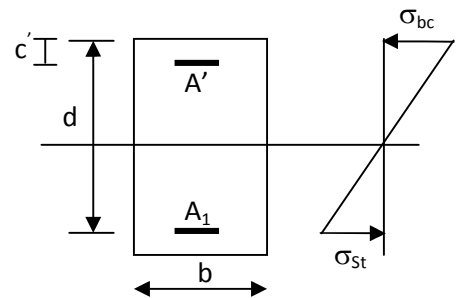
On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$



La section réelle d'armature est : $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{\text{sup}}$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentée

N_u : effort de compression

VI.2.2. Ferrailage des poteaux sous M_2 : (sens transversal des poteaux) donnés dans le tableau VI.6

NIV	N (KN)	M2(KN.m)	comb	observation	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ (RPA)	A_{adopt}	Choix des barres
Zone I (45x45)	$N_{max} = 1713.6$	6.49	ELU	SEC	0	0	16.2	17.2	8HA16+1AH12
	$N_{min} = 233.5$	69.89	GQ±E	SEC	0	1.70			
	$N_{cor} = 250.9$	93	GQ±E	SPC	0	3.32			
Zone II (40x40)	$N_{max} = 1251.2$	10.9	ELU	SEC	0	0	12.8	16.07	8HA16
	$N_{min} = 11.1$	11.09	GQ±E	SEC	0	0.72			
	$N_{cor} = 185.6$	104.48	GQ±E	SPC	0	6.64			
Zone III (35x35)	$N_{max} = 808.4$	11.31	ELU	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
	$N_{min} = 1.3$	4.23	0.8G±E	SPC	0	0.37			
	$N_{cor} = 80.8$	72.39	GQ±E	SPC	0	0			
Zone IV (30x30)	$N_{max} = 252.9$	2.723	ELU	SEC	0	0	7.2	9.03	8HA12
	$N_{min} = 0.4$	9.37	0.8G±E	SPC	0	1.05			
	$N_{cor} = 60.5$	43.03	GQ±E	SPC	0	4.36			
Pot cir	$N_{max} = 895$	7.92	GQ±E	SEC	0	0	5.652	9.03	8HA12
	$N_{min} = 0.4$	9.37	ELU	SEC	0	1.05			
	$N_{cor} = 6.05$	4.303	GQ±E	SEC	0	4.36			

VI.2.3 : Ferrailage des poteaux sous M_3 : (sens longitudinal des poteaux) donnés dans le tableau VI.7

NIV	N (KN)	M3 (KN.m)	comb	observation	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ (RPA)	A_{adopt}	Choix des barres
Zone I (45x45)	$N_{max} = 1713.6$	4.22	ELU	SEC	0	0	16.2	16.07	8HA16
	$N_{min} = 233.5$	27.84	GQ±E	SEC	0	0			
	$N_{cor} = 631.7$	117.55	GQ±E	SEC	0	7.89			
Zone II (40x40)	$N_{max} = 1251.2$	10.03	ELU	SEC	0	0	12.8	16.07	8HA16
	$N_{min} = 11.1$	0.62	GQ±E	SEC	0	0			
	$N_{cor} = 427.7$	134.13	GQ±E	SPC	0	7.22			
Zone III (35x35)	$N_{max} = 808.4$	9.97	ELU	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
	$N_{min} = 1.3$	0.13	0.8G±E	SEC	0	0			
	$N_{cor} = 258.5$	101.32	GQ±E	SPC	0	7.96			
Zone IV (30x30)	$N_{max} = 252.9$	7.85	ELU	SPC	0	0	7.2	9.03	8HA12
	$N_{min} = 0.4$	14.89	GQ±E	SEC	0	1.69			
	$N_{cor} = 79.7$	58.32	GQ±E	SPC	0	0			
POT CIR	$N_{max} = 895$	0.83	GQ±E	SEC	0	0	5.652	9.03	8HA12
	$N_{min} = 0.4$	14.89	0.8G±E	SEC	0	1.69			
	$N_{cor} = 7.97$	5.832	GQME	SPC	0	0			

VI.2.3. Vérifications à l'ELS:**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec: } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

$$\text{Pour la résolution de l'équation, on calcul } \Delta : \quad \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Obs	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
Zone I (45x45)	$N_{\max} = 1240.6$	$M_{\text{cor}} = 4.68$	SEC	6.5	15	CV
	$N_{\min} = 98.4$	$M_{\text{cor}} = 1.6$	SEC	0.6		
	$N_{\text{cor}} = 649.9$	$M_{\max} = 50.49$	SPC	6.5		
Zone II (40x40)	$N_{\max} = 906.2$	$M_{\text{cor}} = 7.88$	SEC	5.1	15	CV
	$N_{\min} = 74.4$	$M_{\text{cor}} = 1.88$	SPC	0.5		
	$N_{\text{cor}} = 433.9$	$M_{\max} = 41.51$	SEC	6.9		
Zone III (35x35)	$N_{\max} = 586.1$	$M_{\text{cor}} = 8.15$	SEC	6.00	15	CV
	$N_{\min} = 30.8$	$M_{\text{cor}} = 3.6$	SPC	0.9		
	$N_{\text{cor}} = 184.8$	$M_{\max} = 35.7$	SPC	10.5		
Zone IV (30x30)	$N_{\max} = 186.1$	$M_{\text{cor}} = 19.65$	SEC	7.8	15	CV
	$N_{\min} = 0.2$	$M_{\text{cor}} = 6.83$	SPC	3.2		
	$N_{\text{cor}} = 68.8$	$M_{\max} = 24.65$	SPC	11.5		
POT CIR	$N_{\max} = 418.9$	$M_{\text{cor}} = 2.1$	SEC	5.3	15	CV
	$N_{\min} = 50.9$	$M_{\text{cor}} = 2.11$	SEC	1.1		
	$N_{\text{cor}} = 108.7$	$M_{\max} = 6.33$	SPC	2.6		

Tableau VI.8 : vérification des contraintes sens transversal des Poteaux

NIV	N (KN)	M (KN.m)	Obs	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
Zone I (45x45)	$N_{\max} = 1240.6$	$M_{\text{cor}} = 3.03$	SEC	6.4	15	CV
	$N_{\min} = 98.4$	$M_{\text{cor}} = 1.44$	SEC	0.6		
	$N_{\text{cor}} = 805.6$	$M_{\max} = 25.53$	SEC	5.7		
Zone II (40x40)	$N_{\max} = 906.2$	$M_{\text{cor}} = 7.19$	SEC	6.4	15	CV
	$N_{\min} = 74.4$	$M_{\text{cor}} = 0.71$	SEC	0.5		
	$N_{\text{cor}} = 567.1$	$M_{\max} = 24.7$	SEC	5.9		
Zone III (35x35)	$N_{\max} = 586.1$	$M_{\text{cor}} = 7.15$	SEC	5.9	15	CV
	$N_{\min} = 30.8$	$M_{\text{cor}} = 0.79$	SPC	0.6		
	$N_{\text{cor}} = 216.6$	$M_{\max} = 23.94$	SPC	6.00		
Zone IV (30x30)	$N_{\max} = 186.1$	$M_{\text{cor}} = 5.68$	SPC	3.4	15	CV
	$N_{\min} = 0.2$	$M_{\text{cor}} = 10.82$	SPC	5.1		
	$N_{\text{cor}} = 100.9$	$M_{\max} = 16.5$	SPC	7.3		
POT CIR	$N_{\max} = 418.9$	$M_{\text{cor}} = 0.21$	SEC	4.8	15	CV
	$N_{\min} = 50.9$	$M_{\text{cor}} = 0.27$	SEC	0.6		
	$N_{\text{cor}} = 108.7$	$M_{\max} = 9.68$	SPC	3.7		

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes sens longitudinal des poteaux

b) Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus.

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers.

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS.

d : Hauteur utile.

b : Largeur de la section de béton.

Niveau	N_s [kN]	M_s [kNm]	$e_{s(cm)}$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	obs
RDC et1	649.9	50.49	0.07	10.82	17.20	vérifié
2 et 3	433.9	41.51	0.095	11.11	16.07	vérifié
4, 5 et 6	216.6	23.94	0.110	9.96	12.32	vérifié
7et8	108.7	9.68	0.089	5.02	9.03	vérifié

Tableau VI.10 : Vérification des sections des poteaux

c) Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 cm^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 cm^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 cm^2$$

$$\text{Pour les HA 20 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 cm^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 cm$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 cm$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 cm$

VI.2.4. Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée selon le RPA99 par:

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **En zone nodale :** $t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm} .$
- **En zone courante :** $t \leq 15\phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm} .$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- ❖ **Diamètre :** D'après le **(BAEL 91)**, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_l = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$$

Soit un cadre de HA8+ 1 losange de HA8

- ❖ **Pour les poteaux circulaires :**

$$A_{\min} = \max(4u, 0.2B/100) ; 4u = 4\pi \times 0.35 = 4.39 \text{ cm}^2 ; 0.2B/100 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \phi_{l_{\max}} / 3 = 12/3 = 4 \text{ mm on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$S_t = \min \{ 40 ; D+10 \text{ cm} ; 15 \phi_{l_{\min}} \}$$

$$S_t = \min \{ 40 ; 45 ; 15 \}$$

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

$$\text{-Longueurs de recouvrement : } L_r = 40 \phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

-Espacement des armatures : (Art8.13 /BAEL91)

$$S_t \leq \min(15 \phi_{l_{\min}}^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.2 ; 40 \text{ cm}, 35 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

- **Recommandations de l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq (10 \phi_{l_{\min}}^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 , 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq \min(15 \phi_{l_{\min}}^{\min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\text{En zone nodale } S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$\text{En zone courante } S_t = 12 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

λ_g : Elancement géométrique du pote

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.50} = 5.712$$

$$\mu > 5$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

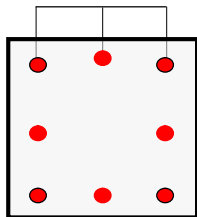
Conclusion:

Les poteaux seront ferrillés comme suit :

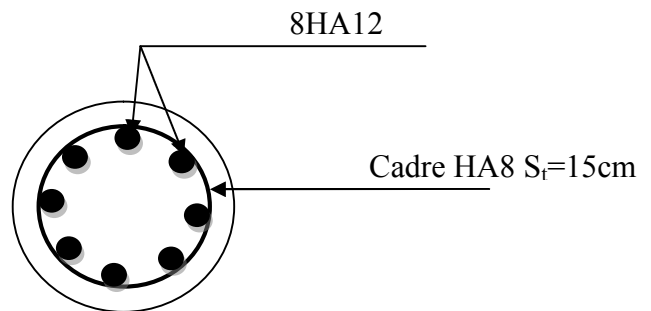
- Poteaux (45x45): **8HA16**
- Poteaux (40x40): **8HA16**
- Poteaux (35x35): **8HA14**
- Poteaux (30x30): **8HA12**
- Poteaux circulaire D = 35cm: **8HA12**

Exemple de ferrillage des poteaux : **ZONE I**

$A_s = 8HA16 = 16.07 \text{ cm}^2$



Poteaux (45x45)



Poteaux circulaire

VI.3. Ferrailage des voiles :**VI.3.1. Définition :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales, ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : RDC ,1^{er} et 2^{ème} niveau
- Zone II : 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} niveau
- Zone III : 6^{ème} , 7^{ème} et 8^{ème} niveau

VI.3.2 Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

VI.3.2.1 -Exposé de la méthode de calcul des voiles

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi lesquelles :

- 1) méthodes des bandes qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- 2) méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

VI.3.3 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nœuds de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$L_t = L - L_c$

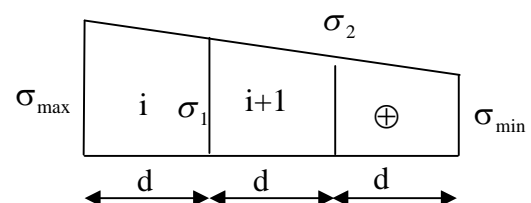
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

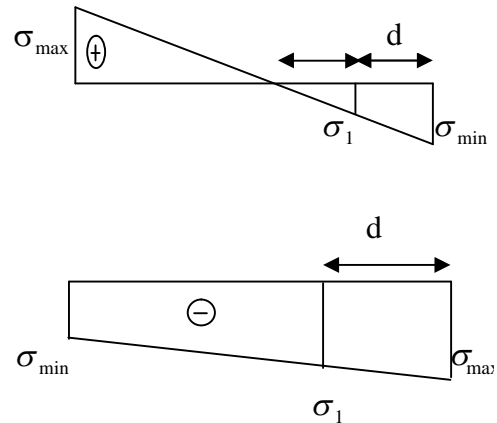


Figure VI.5 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

VI.3.3.2. Détermination des armatures :

a. SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales : (Art.8.1,21/BAEL 91 modifier99)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_c} ; 0.005 B \right)$$

VI.3.3.3. Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit : **(Art .7.7, 3)**

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- **(Art.A.8.2, 4/ BAEL91modifié99) :** $A_H = \frac{A_v}{4}$

- **(7.7.4.1/RPA99 version 2003) :** $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **(Art .7.7.4.3/ RPA 2003)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec:} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VI.3.3.4. Disposition constructive :

- **Espacement :** (Art 7.7.4.3 RPA.99/ 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser

10% de l'épaisseur du voile.

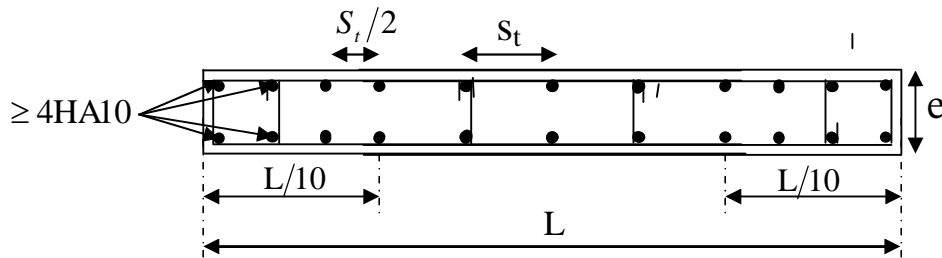


Figure VI.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.3.4. Les vérifications :

a. Vérification à l'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le (Art.7.7.2 RPA99/2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le (Art.5.1, 1.BAEL 91/99)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

VI.3.3.5.Exemple de calcul :

Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT1, VT6

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.22\text{m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 1.25\text{m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.844 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 2.11 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 11670 \text{ kN} \\ \sigma_{\min} = -6510 \text{ kN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{11670}{6510 + 11670} \times 4.22 = 2.70\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.52$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 1.80 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 1.80 \text{ m}$

1. 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = 3255 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 737.81 \text{ kN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 18.45 \text{ cm}^2$$

2. **2^{eme} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 245.935 \text{ kN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 6.15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 7.93 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 540}{400 \times 10^3} = 20.79 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1}/2 + A_{vj}/4 = 23.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = 6.15 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$A_{vt1} = 2 \times 8\text{HA}14 = 24.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = d/9 = 10 \text{ cm.}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt1}/4 = 6.16 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 1.26 \text{ cm}^2$

Soit $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{540 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 4220} = 0.71 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.71 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 540 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 4220} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.00 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3970.3 \times 10^3}{756 \times 10^4 + 23.64 \times 15 \times 10^2} = 4.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VI.3.4. Ferrailage des voiles :

VI.3.4.1. Ferrailage des voiles transversaux :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,22	4,22	4,22	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,844	0,844	0,844	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [kN/m ²]	11670	1401	4720	
	σ_{\min} [kN/m ²]	-6510	-1335	-4720	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	5400	1664,9	710,9	
	L _t (m)	1,51	2,06	2,11	
	L _c (m)	2,71	2,16	2,11	
	d (m)	0,75	1,030	1,055	
	σ_1 [kN/m ²]	3255	667,500	2360,000	
	N (kN)	N ₁	737.81	206,17	746,94
		N ₂	245.935	68,722	248,980
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18.45	5,15	18,67
		A _{v2}	6.15	1,72	6,22
	A _{vj} (cm ²)		20,79	64,10	2,77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23.64	21.18	19,37
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.15	17,74	6,92

	$A_{min} (cm^2)$		7,93	10,81	11,08
	A_v adopté (cm^2)	Bande1	24,64	21.56	22.6
Bande 2		4.51	18.28	9,03	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x16HA14	2 x5HA14+5HA12	2x10HA12
		Bande 2	2x4HA12	2x3HA14+4HA12	2x8HA12
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10 cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B (cm^2)/bande$		1.26	1.26	1.26
	$A_H /nappe (cm^2)$		5.19	2,83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm^2)		5HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65 cm^2)	(A=4.51 cm^2)	(A=4.51 cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,711	2,192	0,095
		τ_b (MPa)	0,995	3,069	0,133
	ELS	N_s (kN)	-3970.3	3008	2436.9
		σ_b (MPa)	4.51E-01	4.8E+00	3.9E+00

VL.10 : Ferraillage des voiles VL1, VL6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.00	3.00	3.00	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,6	0,6	0,6	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	6791	2710	1280	
	σ_{min} [kN/m ²]	-2771	-1120	-770	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		317,52	499,2	289,2
	L_t (m)		0,87	0,88	1,13
	L_c (m)		2,13	2,12	1,87
	d (m)		0.43	0.43	0,563
	σ_1 [kN/m ²]		1385.5	-560,000	385,000
	N (kN)	N_1	180.68	73.69	65,07
		N_2	60.226	24.564	21,691
	A_v (cm^2)	A_{v1}	4.52	1,84	1,63
		A_{v2}	1.51	0,61	0,54
	A_{vj} (cm^2)		12,22	19,22	11,13
	A (cm^2)		7.57	6.65	4,41
		$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$			

		$A_2=A_{v2}+A_{vj}/4$	1.51	5,42	3,33
	$A_{min} (cm^2)$		4.56	4.61	5,92
	A_v adopté (cm^2)	Bande1	9.02	9.02	11.3
		Bande 2	9,02	9,02	6,77
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 X4HA12	2x4HA12	2x 5HA12
		Bande 2	2x4HA12	2x 4HA12	2x3HA12
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B (cm^2)/bande$		0.9	0.9	0.9
	$A_H /nappe (cm^2)$		3.05	4.80	2.82
	Choix des barres/nappe (cm^2)		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
	$ep =20cm$		($A=3.14cm^2$)	($A=5.65cm^2$)	($A=3.14cm^2$)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,588	0,924	0,536
		τ_b (MPa)	0,823	1,294	0,750
	ELS	N_s (kN)	2436.9	2494	1905
		σ_b (MPa)	4,6E-01	3.2E-01	5,0E-01

Tableau VI.11 : Ferraillage des voiles VL3

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.60	1.60	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0.32	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2310	1470	
	σ_{min} [kN/m ²]	2020	1340	
	Nature de la section		SEC	SEC
	V_u (kN)	484	450.4	
	L_t (m)	0	0	
	L_c (m)	1.60	1.60	
	d (m)	1.06	1.06	
	σ_1 [kN/m ²]		/	/
	N (kN)	N_1	/	/
		N_2	/	/
	A_v (cm ²)	A_{v1}	/	/
		A_{v2}	/	/
A_{vj} (cm ²)		/	/	

	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	/	/
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	/	/
	A_{min} (cm²)		16.80	16.80
	A_v adopté (cm²)	Bande1	20.32	20.32
Bande 2		6.76	6.76	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 X9HA12	2x9HA12
		Bande 2	2x3HA12	2x 3HA12
	S_t (cm)	Bande1	11 cm	11cm
		Bande 2	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1.8	1.80
	A_H /nappe (cm²)		5.08	5.08
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.68	0,924
		τ_b (MPa)	2.35	1,294
	ELS	N_s (kN)	1438	1557
		σ_b (MPa)	4,99E-01	4.48E-01

Tableau VI.12 : Ferraillage des voiles VL4, VL5

VI.3.4.2.Ferraillage des voiles longitudinaux:
Les résultats donnés le tableau suivant :

Zones		Zone I	Zone II	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.30	2.30	2.30	
	e (m)	0,2	0,2	0.2	
	B (m)	0,46	0.46	0.46	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m²]	1010	1470	1101.4	
	σ_{min} [kN/m²]	940	1340	830	
	Nature de la section		SEC	SEC	SEC
	V_u (kN)	200.8	175	105.2	
	L_t(m)	0	0	0	
	L_c(m)	2.30	2.30	2.30	
	d (m)	1.53	1.43	1.01	
	σ_1 [kN/m²]	/	/	/	
	N (kN)	N₁	/	/	/

		N_2	/	/	/
	A_v (cm ²)	A_{v1}	/	/	/
		A_{v2}	/	/	/
	A_{vj} (cm ²)		/	/	/
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	/	/	/
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	/	/	/
	A_{min} (cm ²)		22.6	18.06	17.2
	A_v adopté (cm ²)	Bande1	11.30	9.03	8.6
		Bande 2	5.65	5.65	4.51
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 X10HA12	2x9HA12	2x6HA12
		Bande 2	2x5HA12	2x 5HA12	2x4HA12
	S_t (cm)	Bande1	15 cm	15cm	15cm
		Bande 2	15cm	15cm	15cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		0.69	0.69	0.69
	A_H /nappe (cm ²)		4.5	4.5	4.5
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.15	0,924	1.9
		τ_b (MPa)	0.22	1,294	2.6
	ELS	N_s (kN)	2025.10	1557	1023.2
σ_b (MPa)		4,99E-01	4.48E-01	5.2E-01	

Tableau VI.13 : Ferraillage des voiles VL2

VI.3.4.3. Ferraillage des trumeaux :

Pour le voile de gauche $L = 2.40$ m, $e = 0.2$ m, $B = 0.48$ m²

Pour le voile de droite $L = 0.90$ m ; $e = 0.2$ m ; $B = 0.18$ m²

Les résultats donnés dans le tableau suivant :

Zones		Zone I		
		VLG	VLD	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2550	5200	
	σ_{min} [kN/m ²]	1820	-1880	
	Nature de la section	SEC	SPC	
	V_u (kN)	80	46.9	
	L_t (m)	0	0.24	
	L_c (m)	2.40	0.66	
	d (m)	1.60	0.44	
	σ_1 [kN/m ²]	/	940	
	N (kN)	N_1	/	33.23
		N_2	/	11.076
A_v (cm ²)	A_{v1}	/	0.43	
	A_{v2}	/	0.28	
A_{min} (cm ²)		2.76	2.17	
$A_{vadopté}$ (cm ²)	Bande1	12.32	6.16	
	Bande2	4.51	6.16	
Choix des barres	Bande1	8HA14	4HA14	
	Bande2	4HA12	4HA14	
S_t (cm)	Bande1	10cm	10	
	Bande2	10cm	10	
A_{Hmin}		2.25	1.70	
A_H /nappe (cm ²)		3.92	3.92	
Choix des barres (cm ²)		5HA10	5HA10	
Espacement (cm)		20cm	20cm	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		

Tableau VI.14 : Ferraillage du trumeau du voile VL7

VI.3.5. Étude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

VI.3.5.1. Ferrailage des linteaux :

a. Contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

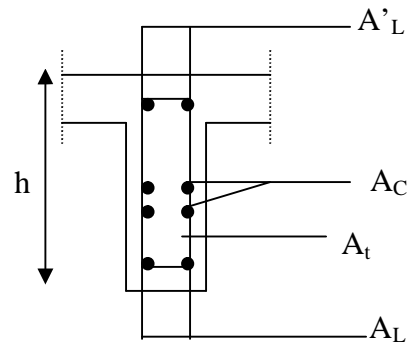


Figure VI.7: Schéma de ferrailage

e : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

A.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V), et on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

• Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L = A'_L \geq \frac{M}{z \cdot f_c}$$

Avec : $z = h - 2c$

h : est la hauteur totale du linteau

c : est l'enrobage .

M : moment dû à l'effort tranchant

• Aciers transversaux

a.1.1. Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{L}{h} > 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V}$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

V : effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4.V_u$)

b.1.2. Deuxième sous cas : linteaux court ($\lambda_s = \frac{L}{h} \leq 1$)

Avec :
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1; V_2)$$

Ou :
$$V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

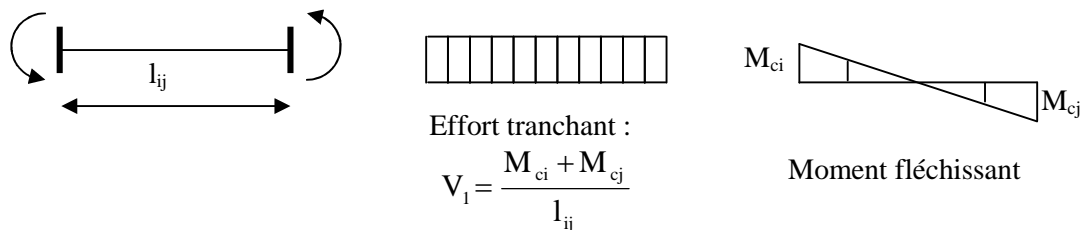


Figure VII.8 : Les sollicitations sur les linteaux

B.2. Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; V) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule
$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{L} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

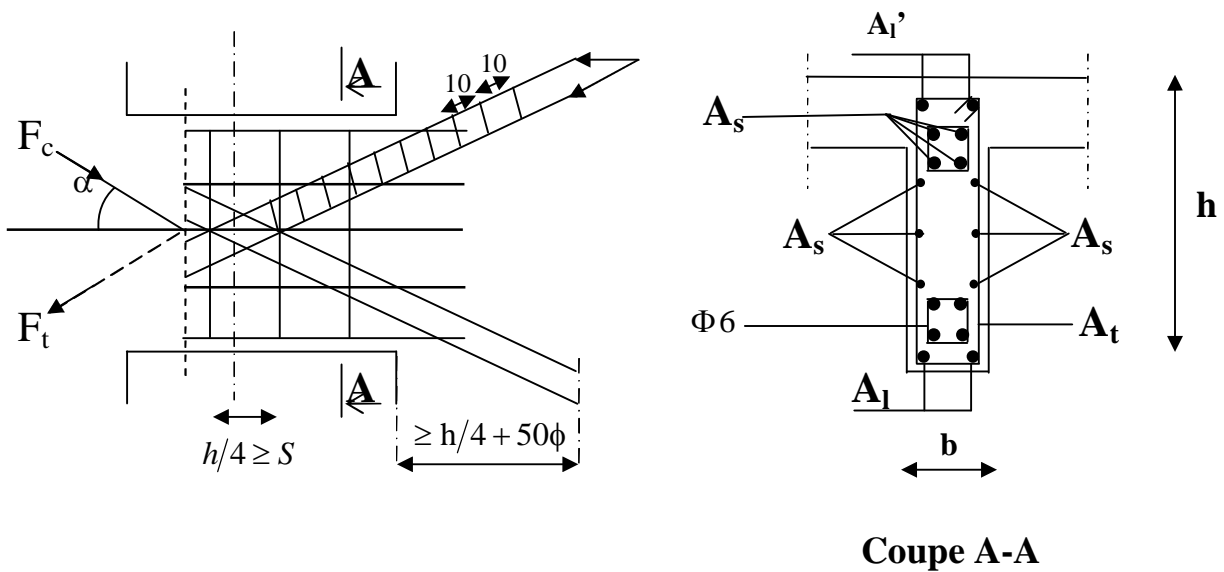


Figure VI.9 : coupe de ferrailage des linteaux

• **Ferraillage minimal**

-Armatures longitudinales : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Longueur d'ancrage : $L_c \geq h/4 + 50\Phi$

VI.3.6.Exemple de calcul de linteau :

On a opté pour le ferrailage du linteau S1 du voile VL1.

❖ **Caractéristiques géométriques :**

$h=1.88\text{m}, b=0.95\text{m}, e=0.20\text{m}.$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 431.5 \times 10}{20 \times 0.9 \times 188} = 1.87 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.87 \text{MPa} < \tau_b = 5 \text{MPa}$$

❖ **Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 1.87 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal.

$$\checkmark \text{ RPA 2003 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 188 = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ BAEL 91 : } (A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (188 - 3)}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 4\text{HA14} \Rightarrow A_l = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 1.87 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{188}{4} = 47 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 20 \times 47 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 3\text{HA10} \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 1.87 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{188 - 2 \times 3}{95} = 1.91 \Rightarrow \alpha = 62.36^\circ$$

$$A_D = \frac{4315}{2 \times 400 \times 0.88} = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA14} \Rightarrow A_D = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 188 = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 8\text{HA12} \Rightarrow A_c = 9.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 47 + 50 \times 1.2 = 107 \text{ cm.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zones		Zone I
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1.88
	L(m)	0.95
	e (cm)	0.20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5
	τ_b (MPa)	1.87
	V_u (KN)	431.5
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5
	τ_b (KN)	1.87
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	6.16
	Choix des barres	4HA14
	A_t (cm ²)	2.36
	Choix des barres	3HA10
	A_D (cm ²)	6.16
	Choix des barres	4HA14
	A_c (cm ²)	9.03
Choix des barres	8HA12	

Tableau VI. Ferraillage du linteau S1

Les plans de ferraillage des linteaux :

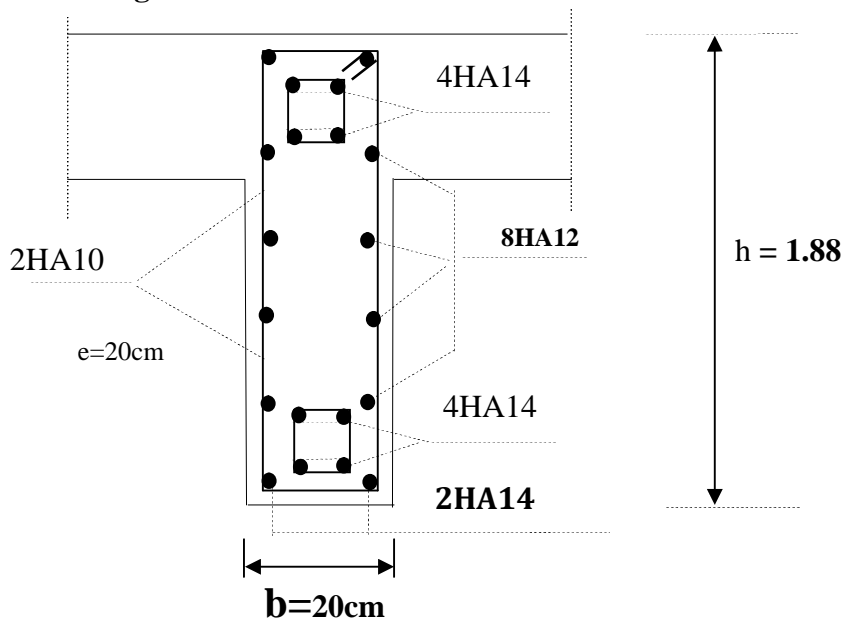


Figure VI.10 : Plan de ferraillage des linteaux : Zone I

Conclusion :

Après le ferraillage des éléments structuraux, avec les règlements en vigueur en passe à l'étude de l'infrastructure.

Chapitre VII:
Etude de l'infrastructure :

VII.1. Définition :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure.

❖ Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Sser} (max) qui est obtenu à la base de la structure.

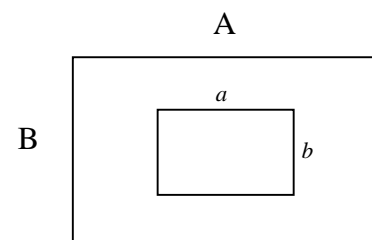
$N_{ser} = 1713.9$ KN, $\sigma_{sol} = 2.5$ bars

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = k = 1$

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{k \cdot N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$A = B = 6.85$ m et $A \times B = 46.92$ m²

L'importance des dimensions engendre un chevauchement au niveau des semelles, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

**❖ Semelles filantes :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s .

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT4	4189.9	4.65	3.6	16.74×2=33.48
VT5	3031.6	3.20	3.7	11.84×2 = 23.68
VT2	1117	2.45	2.00	4.9×2 = 9.8
VT7	3506.3	1.80	8.00	14.4×2 = 28.8
VT8	537.7	2.30	0.9	2.07×1 = 2.07
				97.83 m ²

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1, VT3	4580.8	4.25	4.2	18.06×4 = 72.24
VT6	8994.4	2.45	15.4	39.27×4 = 157.08
				229.3 m ²

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_V = \sum S_i = 327.13\text{m}^2 \quad \text{Avec : } S_V : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

POT	G+Q (kN)	N _i tota (kN)	Moment (kNm)	M _{total} (kNm)	e _i (m)	N _i e _i
1	111.1	7303	-9.93	1.91	18.53	2058.683
2	394.3		12.47		13.58	5354.594
3	1338.5		-17.73		9.9	13251.15
4	1307		24.52		3.80	4966.6
5	1435.3		-24.64		-3.80	-5454.14
6	1713.9		17.13		-9.90	-16967.61
7	890.5		-10.53		-13.58	-12092.99
8	112.4		10.62		-18.53	-2082.772
						Σ N _i e _i = -10966.485

Tableau VII.3 : Semelles filantes sous poteaux

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 1.5\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.5\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{37.06}{6} = 6.176 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7303}{37.06} \times \left(1 - \frac{6 \times (1.5)}{37.06}\right) = 149.20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7303}{37.06} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.5}{37.06}\right) = 244.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7303}{37.06} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.5}{37.06}\right) = 220.98 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{220.98}{250} = 0.88 \text{ m} \quad \text{Soit } B = 1.20 \text{ m}$$

Nous aurons donc, $S = 1.2 \times 37.06 = 44.472 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_t = 273.6 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 1143.105 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 273.6 + 327.13 = 600.73 \text{ m}^2$ (52.55%)

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à notre structure.

VII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1) Prédimensionnement du radier :

❖ Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h \geq 25 \text{ cm}$)

❖ Conditions forfaitaires :

➤ **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{Sous poteaux : } h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{560}{20} = 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Sous voiles : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.20}{8} = 52.5 \text{ cm} \leq h \leq \frac{4.20}{5} = 84 \text{ cm}$$

Soit $h = 60 \text{ cm}$

➤ **Poutre ou nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

❖ **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.18 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la nervure:**

$$0,4h_{\text{radier}} \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h_{\text{radier}} \Rightarrow 48 \leq h \leq 84 \text{ on prend } b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$$

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis).}$$

$$L_{\max} = 560 \text{ cm}$$

$$\frac{560}{50} \leq h_t \leq \frac{560}{40} \Rightarrow 11.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 14 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 12 cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

$h_t = 12 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle flottante

2) Détermination de la surface nécessaire du radier :

➤ Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G_{bat} = 54825.33 \text{ kN}$.

Charges d'exploitation $Q_{bat} = 11913.06 \text{ kN}$

➤ Combinaisons d'actions :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 54825.33 + 1.5 \times 11913.06 = 91883.78 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 54825.33 + 11913.06 = 66738.39 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{91883.8}{2 \times 250} = 183.76 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{66738.4}{250} = 266.95 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 266.95 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 1143.105 \text{ m}^2 > S_{rad} = 266.95 \text{ m}^2$$

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal donné par :

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = 60 \text{ cm}$$

Donc le débord est de : 60 cm.

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{bat} + S_{débord} = 1143.105 + 73.02 = 1216.13 \text{ m}^2$$

➤ Détermination des efforts à la base du radier

G_{radier} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

$$\text{Poids du tablier} = S_{radier} \times h_{tablier} \times \text{poids volumique du béton} = 1216.13 \times 0.4 \times 25 = 12161.3 \text{ kN}$$

$$\text{❖ Poids des nervures} = \text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{tablier}) \times \text{poids volumique du béton} = 2278.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ poids du remblai} &= [(S_{radier} \times (h_n - h_{tablier} - h_t)) - (\text{volume des nervures})] \times \text{poids} \\ &\text{volumique du remblai} \\ &= 13112.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Poids de la dalle flottante} &= [(S_{bâtiment} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t] \times 25 \\ &= 3648.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{❖ } G_{radier} = 12161.3 + 2278.6 + 13112.6 + 3648.39 = 31200.89 \text{ kN}$$

$$G_{bâtiment} = 54825.33 \text{ kN} \text{ (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

$$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 54825.33 + 31200.89 = 86026.22 \text{ kN}$$

❖ charge d'exploitation

$Q_{\text{bâtiment}} = 11913.06 \text{ kN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 1216.13 = 3040.325 \text{ kN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 11913.06 + 3040.325 = 14953.38 \text{ kN}$

- Les efforts :

A L'ELU : $N_u = 1.35 \times 86026.22 + 1.5 \times 14953.38 = 138565.47 \text{ kN}$

A L'ELS : $N_s = 86026.22 + 14953.38 = 100979.6 \text{ kN}$

3) Vérifications :

❖ Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{138565.4 \times 1}{1216.13} \times \frac{4,20}{2} = 239.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{239.27 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.66 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

❖ Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.71 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 15.77 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{yy} = I_{xx} = \pi \cdot D^4 / 64 = 92249.6 \text{ m}^4$$

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) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens transversal :

$$\text{A l'ELU : } M_X = 7609.675 + 403.97 \times 1.10 = 88150 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{138565.4}{1216.13} + \frac{88150}{92249.6} \times 14.71 = 128.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{138565.4}{1216.13} - \frac{88150}{92249.6} \times 14.71 = 100 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 128.07 + 100}{4} = 121.05 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{100979.6}{1216.13} + \frac{88150}{92249.6} \times 14.71 = 97.08 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{100979.6}{1216.13} - \frac{88150}{92249.6} \times 14.71 = 69 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 97.08 + 69}{4} = 90.06 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

-Sens longitudinal :

$$\text{A l'ELU : } M_y = 11183.89 + 433.08 \times 1.10 = 116602.8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{138565.4}{1216.13} + \frac{116602.8}{92249.6} \times 15.77 = 133.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{138565.4}{1216.13} - \frac{116602.8}{92249.6} \times 15.77 = 94 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 133.87 + 94}{4} = 124 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 2 \times 250 = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELU: $M_y = 116602.8 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{100979.6}{1216.13} + \frac{116602.8}{92249.6} \times 15.77 = 102.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{100979.6}{1216.13} - \frac{116602.8}{92249.6} \times 15.77 = 63.85 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 102.20 + 63.85}{4} = 92.61 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

4) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour 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).

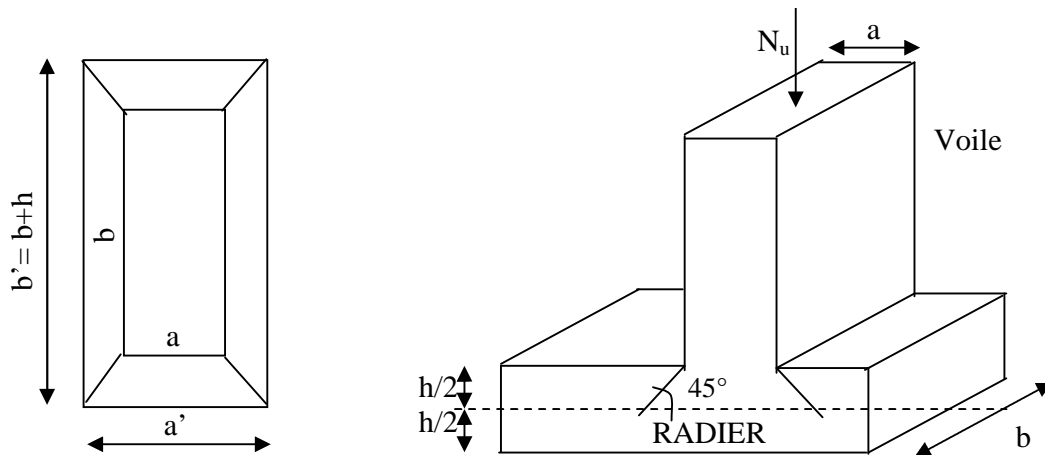


Figure VII.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du périmètre utile μ_c :

➤ **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,80) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 2425.1 \text{ kN.} \quad N_u < \frac{0,045 \times 5 \times 0,80 \times 25000}{1,5} = 3075 \text{ kN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,80) = 5.6 \text{ m et } N_u = 757 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.20 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1,5

$$P = 83747.02 \text{ kN}$$

$$P = 83747.02 \text{ kN} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 1216.13 \times 1,5 \times 1.20 = 3338.27 \text{ kN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII .5. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

VII .5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : ρ < 0,4 la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : 0,4 ≤ ρ ≤ 1 les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

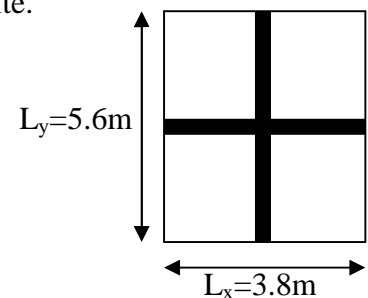
VII .5.2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$v=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{5.60} = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,072 \\ \mu_y = 0.395 \end{cases}$$

0,4 ≤ ρ ≤ 1 ⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{-A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 124.26 - \frac{31200.9}{1216.13} = 98.6 \text{ kN/ml}$$



$$- \text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 92.61 - \frac{31200.9}{1216.13} = 67 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

- **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,072 \times 98.6 \times 3.8^2 = 102.51 \text{ kNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.395 \times 102.51 = 40.5 \text{ kNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,85) en travées.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{si non} \Rightarrow \text{SDA} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de Ferrailage donnés dans les tableaux suivants:

Sens xx	M (KNm)	M réduit(KNm)	μ	B	Obs	As (cm ²)	A adoptée	St
appuis	102.51	51.25	0.026	0.794	SSA	4.95	5HA14 = 7.70	20
travée	102.51	87.13	0.044	0.764	SSA	8.75	5HA16 = 10.04	20

Tableau VII .4 : Ferrailage dans le sens (x-x)

Sens yy	M (KNm)	M réduit(KNm)	μ	B	Obs	As (cm ²)	A adoptée	St
appuis	40.5	20.25	0.01	0.852	SSA	1.88	5HA12 = 5.65	20
travée	40.5	34.42	0.017	0.820	SSA	3.22	5HA12=5.65	20

Tableau VII.5 : Ferrailage dans le sens y-y :

➤ **Calcul et vérification à l'E.L.U.**

a) **Condition de non fragilité :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 40 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.67}{2} \right) = 3.728 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_s^a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,728 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 10.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,728 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_s^a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,728 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,728 \text{ cm}^2$$

b) Espacement des armatures :

$$St^{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 [\text{MPa}] \right\} = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = q \cdot l / 2$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{98,6 \times 5,60 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 370} = 0,74 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul et vérification à l'E.L.S :**a) Vérification des contraintes dans le béton :****- Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\nu = 0,2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0777 \\ \mu_y = 0,552 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0777 \times 67,17 \times 3,8^2 = 75,36 \text{ kNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,552 \times 113,5 = 41,60 \text{ kNm}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,85) en travées.

Sens x-x :

$$M_s^a = 0,5 \times 75,36 = 37,68 \text{ kNm}$$

$$M_s^t = 0,75 \times 75,36 = 56,52 \text{ kNm}$$

Sens y-y :

$$M_s^a = 0,5 \times 41,6 = 20,8 \text{ kNm}$$

$$M_s^t = 0,75 \times 41,6 = 31,2 \text{ kNm}$$

Aux appuis : $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

En travées : $A_s = 10,04 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 10.04}{100 \times 37} = 0,271 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,9171 \\ K_1 = 45.5 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,022 \end{cases}$$

$$M_s = 56.52 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = \frac{56.52 \times 1000}{0,91 \times 37 \times 10.04} = 167.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,02 \times 167.19 = 3.67 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ	K	β	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
X- X	Appuis	37.68	7.70	0.208	51.89	0.92	215.63	4.15	15	vérifié
	Travée	56.52	10.04	0.271	45.5	0.91	167.19	3.67	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	20.80	5.65	0.152	63.72	0.936	106.30	1.66	15	Vérifié
	Travée	31.20	5.65	0.152	63.72	0.936	159.45	2.50	15	vérifié

Tableau VII.6 : Les contraintes dans le béton

VII.6. Ferrailage des nervures :

Pour déterminer les efforts, nous utiliserons le logiciel ETABS 9.6

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un $S_{t \max} = 10\text{cm}$ entre deux cadres et $S_{t \min}$ de trois cadres par nœud.

Remarque :

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaire et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Sollicitations de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 98.6\text{kN/ml}$
- A L'ELS : $q_s = 67\text{ kN/m}$

VII.6.1. Calcul des moments dans le sens longitudinal :

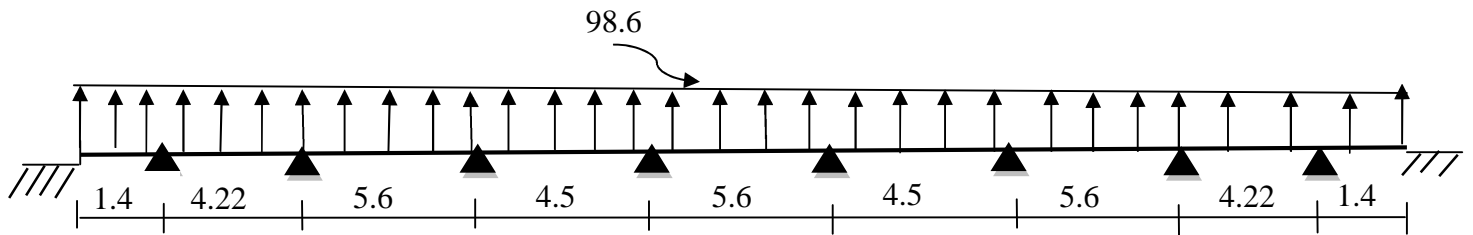


Figure VII.2 : Schémas statique de la nervure

	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀
ELU	-1.74	-87.60	-255.25	-255.25	-236.65	-236.65	-236.55	-255.25	-87.6	-1.74
ELS	-12.1	-54.92	-184.38	-184.38	-160.04	-160.04	-160.04	-184.38	54.92	12.1

Tableau VII.7 : Moments aux appuis dans le sens longitudinal

	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELU	73.42	117.09	34.61	183.30	34.61	117.09	73.42
ELS	46.03	111.04	21.7	114.93	21.17	111.04	46.03

Tableau VII.8 : Moments en travées dans le sens longitudinal

VII.6.2. Diagrammes des efforts internes :

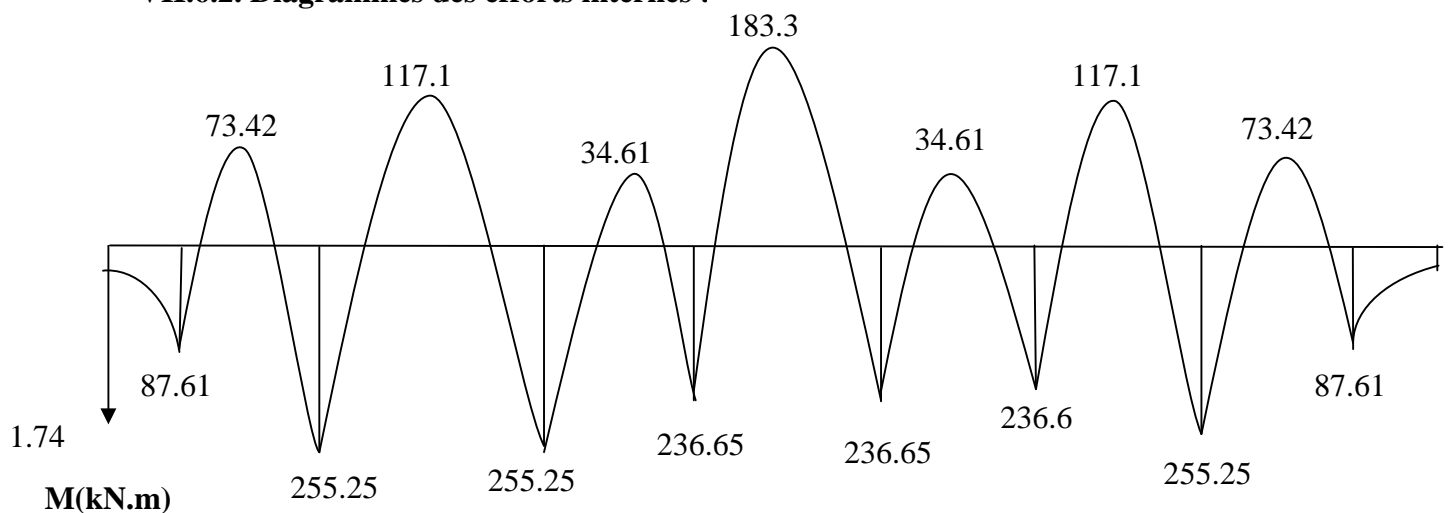


Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

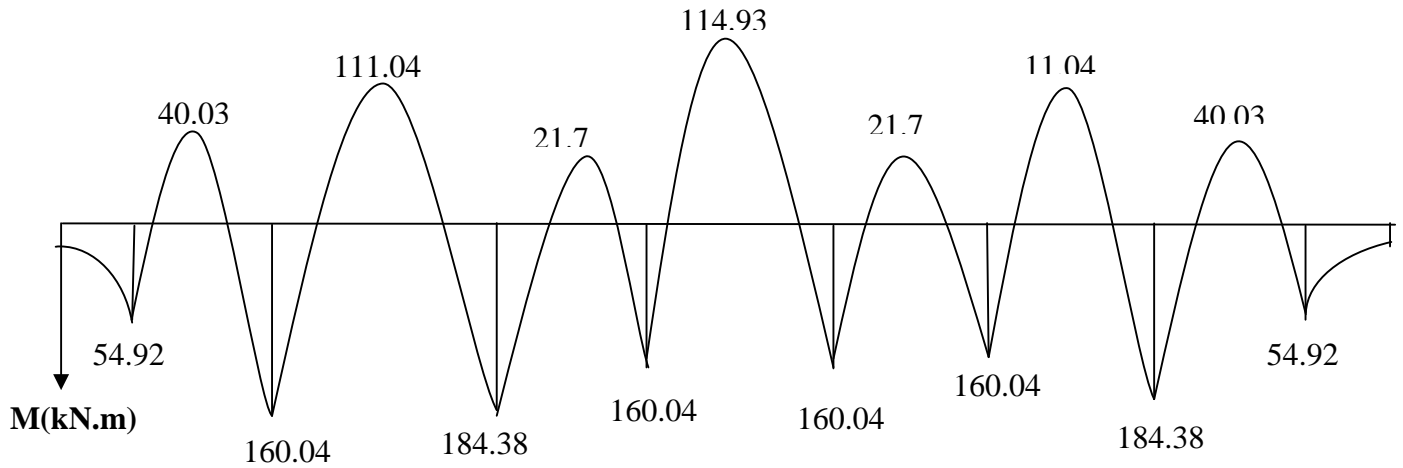


Figure VII. 4 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

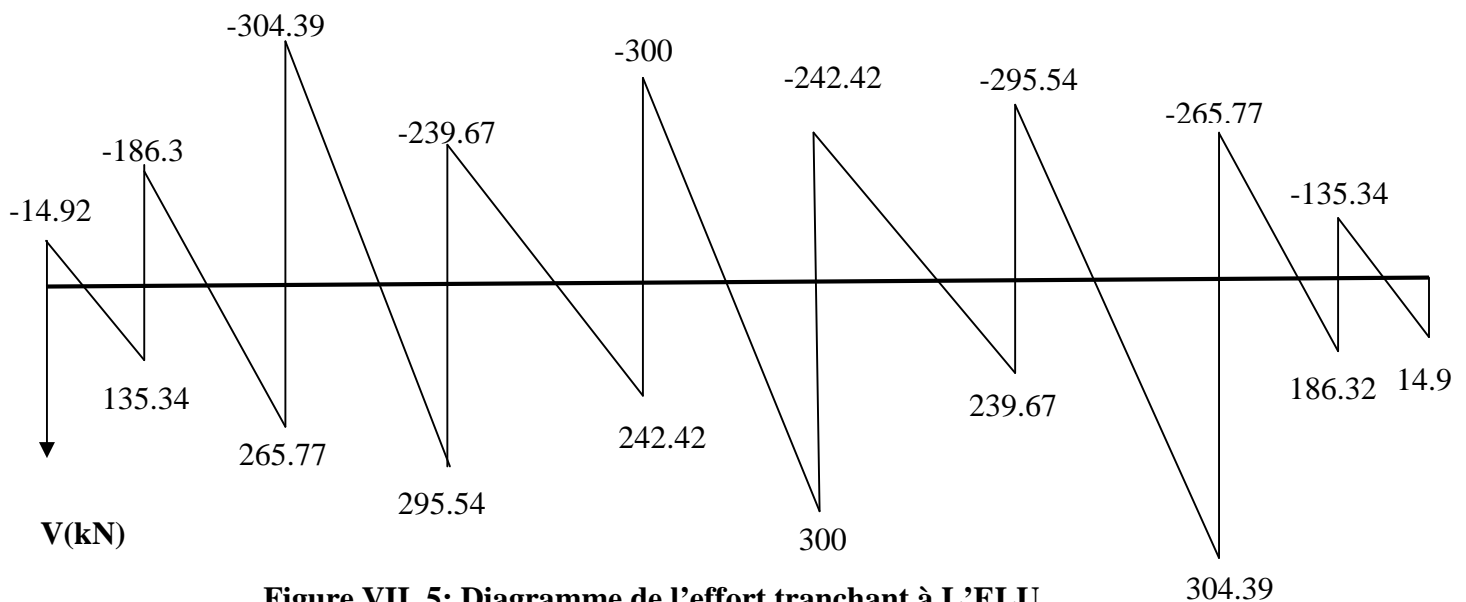


Figure VII. 5: Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

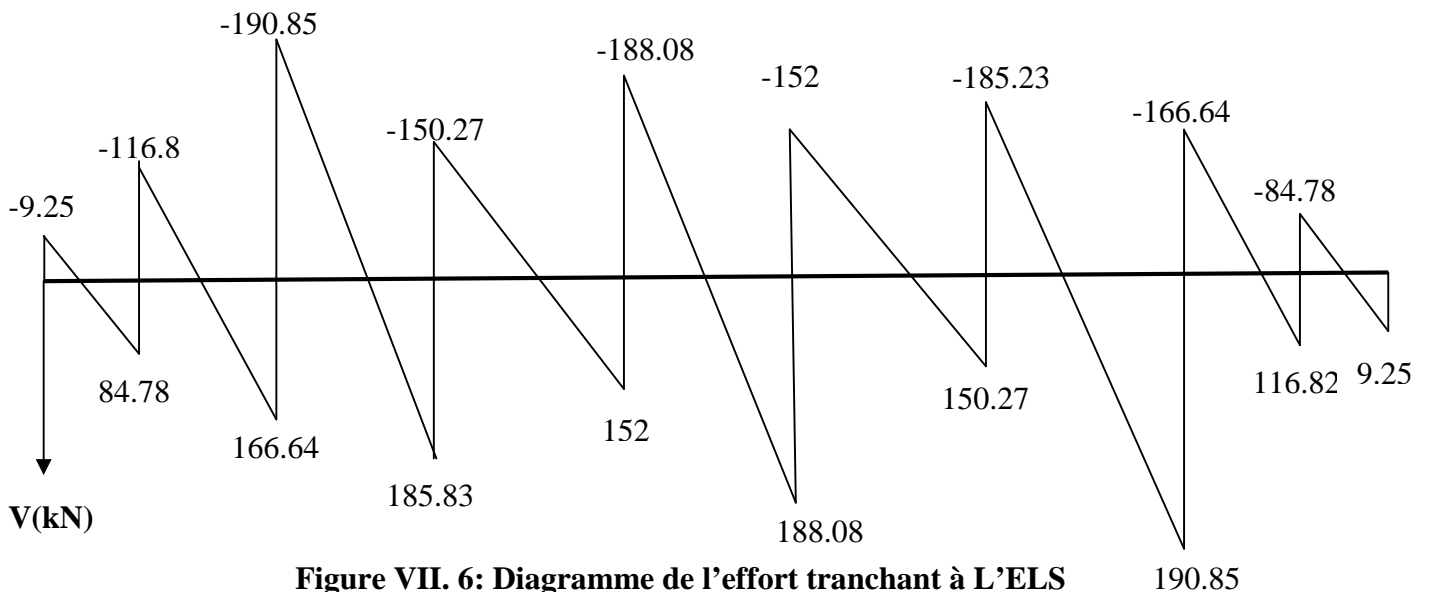


Figure VII. 6: Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

VII.6.3. Ferrillages dans le sens longitudinal :

$$b = 50 \text{ cm} \quad d = 106 \text{ cm} \quad h = 110 \text{ cm}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un $S_{t \max} = 10\text{cm}$ entre deux cadres et $S_{t \min}$ de trois cadres par nœud.

1) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	/	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	As _{Calculée} (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
Sens longitudinal	appui	255.25	0.029	SSA	0.788	11.93	4T16+4T14	14.20
	travée	183.30	0.020	SSA	0.0.810	10.60	4T16+4T14	14.20

Tableau VII.9 : Les sections d'armatures longitudinales

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 50 \times 106 \times \frac{2,1}{400} = 6.39 \text{ cm}^2$$

$A_{s \min} = 12.55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.39 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (01 cadres et 01 étrier).

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right) = (31.4 ; 16 ; 50) = 20 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Nous adoptons $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ 1 cadre et 1 étrier

• **Espacement des armatures :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) = \min (20.5 ; 19.20) = 19.20 \text{ cm} \quad (\text{en zone nodale})$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 41 \text{ cm} \quad (\text{en zone courante})$$

$St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$St = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art. A.5.1, 232 / BAEL91**)

$$A_{ad} \geq \frac{S_t (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) b \gamma_s}{0.9 f_e}$$

$$A_{ad} \geq \frac{10(0.77 - 0.3 \cdot 2.1) 50 \times 1.5}{0.9 \times 400} = 0.30 \text{ cm}^2$$

On prend un écartement constant des armatures transversales le long de la nervure pour équilibrer les efforts tranchants soit $S_t = 10 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = 521.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{304.39 \times 1000}{500 \times 790} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 14.20}{50 \times 79} = 0,35$$

$$\rho = 0,35 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,907 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d x A_s} = \frac{184.38 \times 1000}{0,907 \times 79 \times 14.20} = 181.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 280.5 \times 0,025 = 4.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6.4. Ferrailages dans le sens transversal :

$$q_u = 93.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 51.34 \text{ KN/m}$$

N B : La nervure dans le sens transversal étant soumise à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures que le sens longitudinal.

VII.7. Ferrailage du débord : (Art : E.6.2 BAEL)

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

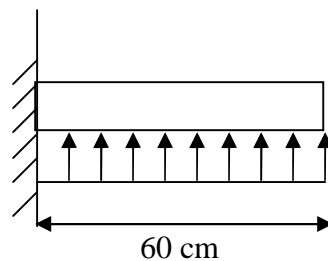


Figure VII.7 : Schéma statique du débord

➤ **Sollicitation de calcul :**

➤ **Limitation de la contrainte tangente conventionnelle :**

$$\tau_u \leq \min (0.03 (2 + \delta) f_{cj} ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{avec : } \begin{cases} \delta = 4 \\ f_{cj} = 30 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min (5.4 ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **Armatures supérieures tendues :**

L'air Ade la section des armatures est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{M_u}{Z f_e / \gamma_s} \quad \text{où } Z = \min (0.7d(1 + 0.1 \delta) ; 2.4a(0.4 + 0.1\delta))$$

Avec : M_u : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement.

V_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime dans la même section.

a : la distance de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement ($a = \frac{M_u}{V_u}$)

d : la hauteur utile ($d = 4$ dans le cas d'une charge répartie).

$$M_u = \frac{q.l^2}{2} = 12.33 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad V_u = q.l = 49.3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow a = 0.25 \text{ m}$$

$$Z = \min (3.92 ; 0.48) \Rightarrow Z = 3.92$$

$$A = 0.9 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures réparties :**

L'air total $\sum A_r$ de la section de ces armatures est donné par la formule suivante :

$$\sum A_r = \lambda A$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12 \tau_u}{f_{cj}} - 1 \right)$$

$$\Rightarrow \lambda = 1.15$$

$$\sum A_r = 1.15 \times 0.9 = 1.04 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ($A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$), alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

CONCLUSION :**Ferraillage adopté pour le radier :****1) Ferraillage de la dalle :**❖ **Sens de la petite portée :****En appuis :**5HA14 = 7.70cm²/ml avec un espacement de 20cm.**En travée :**Soit : 5 HA16 = 10.04cm²/ml avec un espacement de 20cm.❖ **Sens de la grande portée :****-En appuis :**Soit : 5HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm.**-En travée :**Soit : 5HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm.**2) Ferraillage du débord :****Armatures principales :** A_U = 5HA14/ml**Armatures de répartition :** Soit A_r = 4 HA10 /ml**3) Ferraillage des nervures :****1. Armatures longitudinales :****Sens longitudinal :****Aux appuis :**4HA16 + 4HA14 = 14.20cm²/ml**En travée :**4 HA16 + 4HA14 = 14.20cm²/ml avec un espacement de 20cm.**Sens transversal :**4HA16 + 4HA14 = 14.20cm²/ml .**En travée :**4HA16 + 4HA14 = 14.20cm²/ml

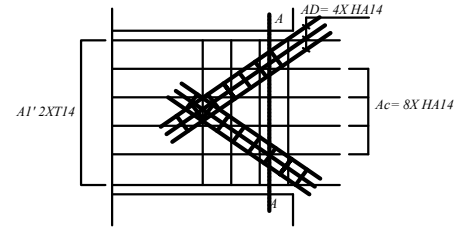
avec un espacement de 12.5cm.

2. Armatures transversales :A_t = 4HA10 = 3.14 cm² (01 cadres et 01 étrier).

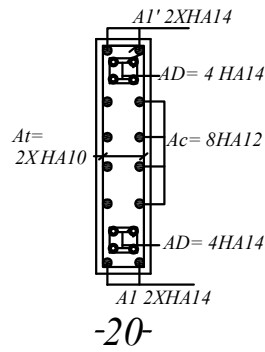
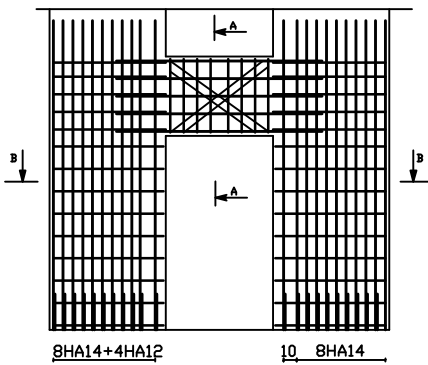
Coupe B-B: Ferrailage du linteau



Zone1: Détail de ferrailage du linteau S1 du voile VL7

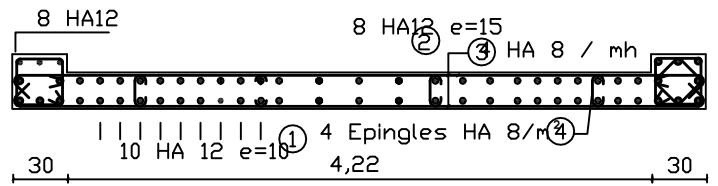


Coupe AA

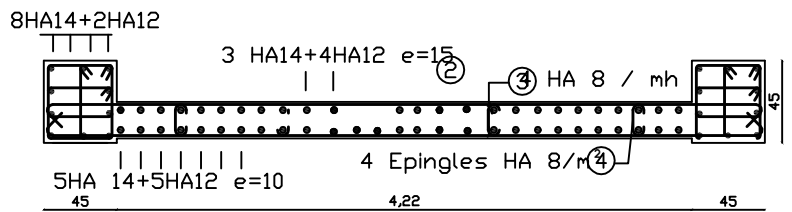


Nomenclature des aciers			
Ref.	Dian.	Façonnage	Long.
01	T 12	4.90	4.9
02	T 14	4.90	4.9
03	T 10	3.50	3.50
04	T 8	15 8-7	30
07	T 10	15 8-8	2.05

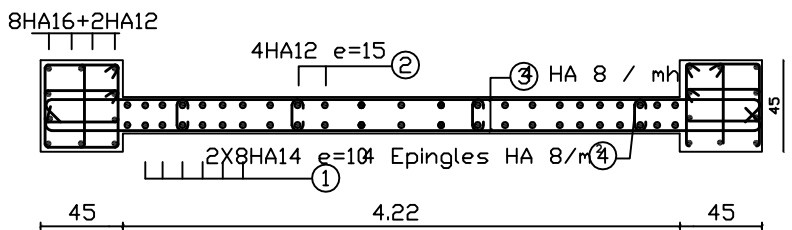
Nomenclature des aciers			
Ref.	Dian.	Façonnage	Long.
01	T 12	4.43	4.53
02	T 14	4.43	4.53
03	T 8	10 3,75 10	1,85
04	T 8	15 8-7	30



ZONE III

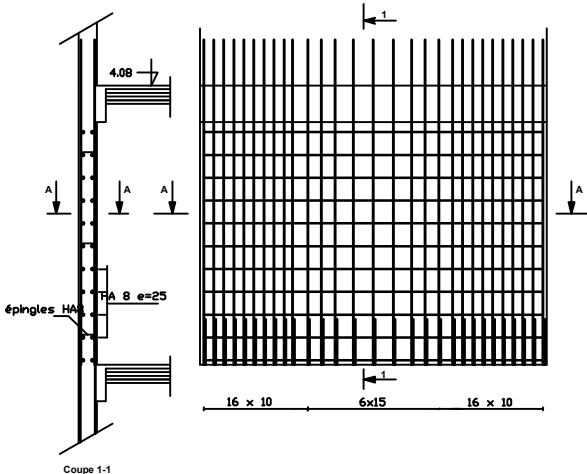


ZONE II



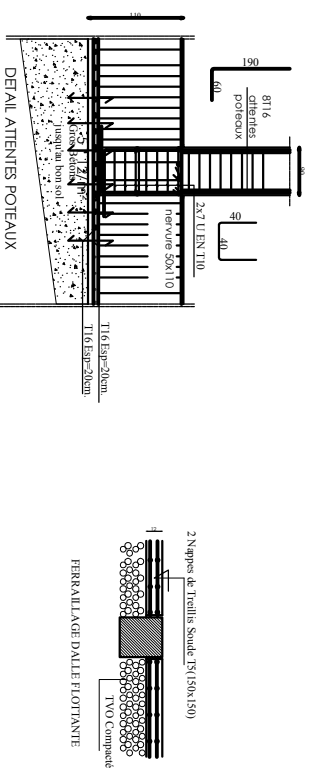
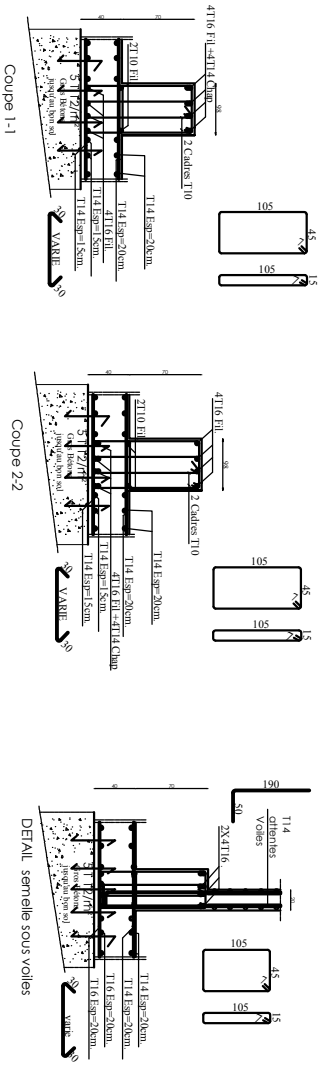
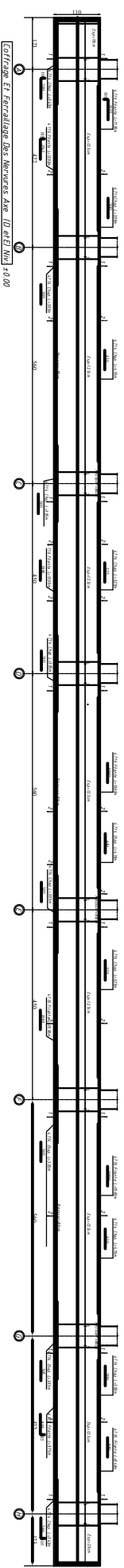
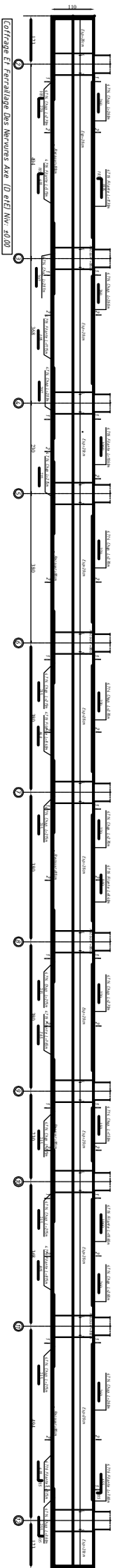
ZONE I

Echelle: 1/200

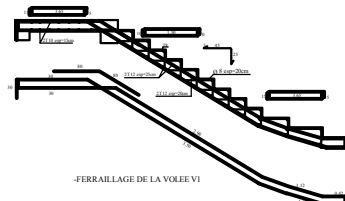
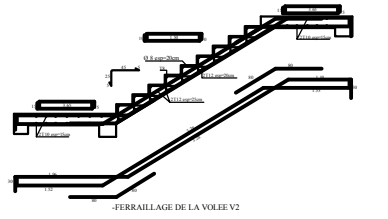
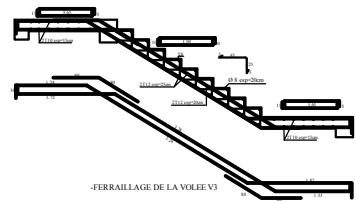
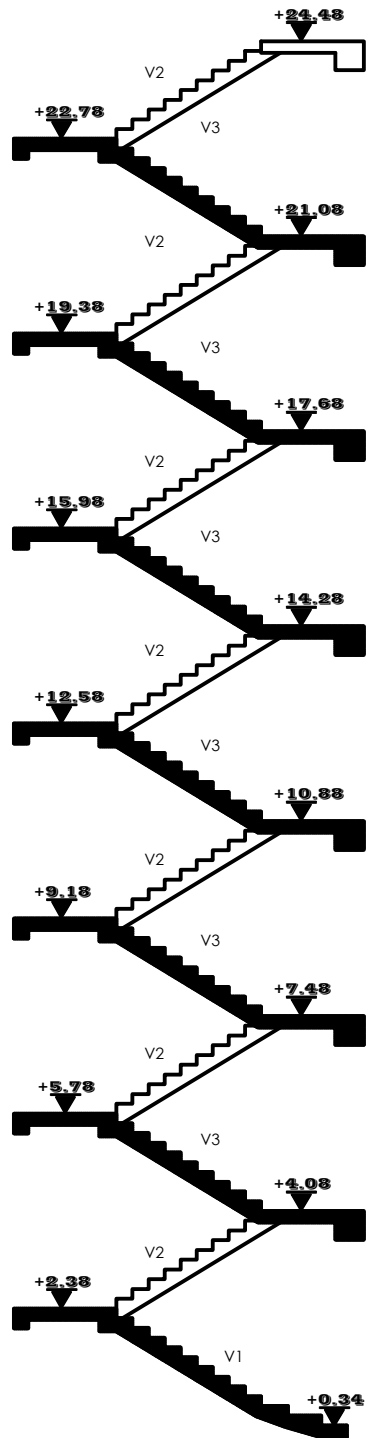


Echelle: 1/400

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AIT BEN ALI Mr KACI		Plan de Ferrailage des voiles	plan: 14
Dirigé par: Mme SEMAH			Echelle: 2014

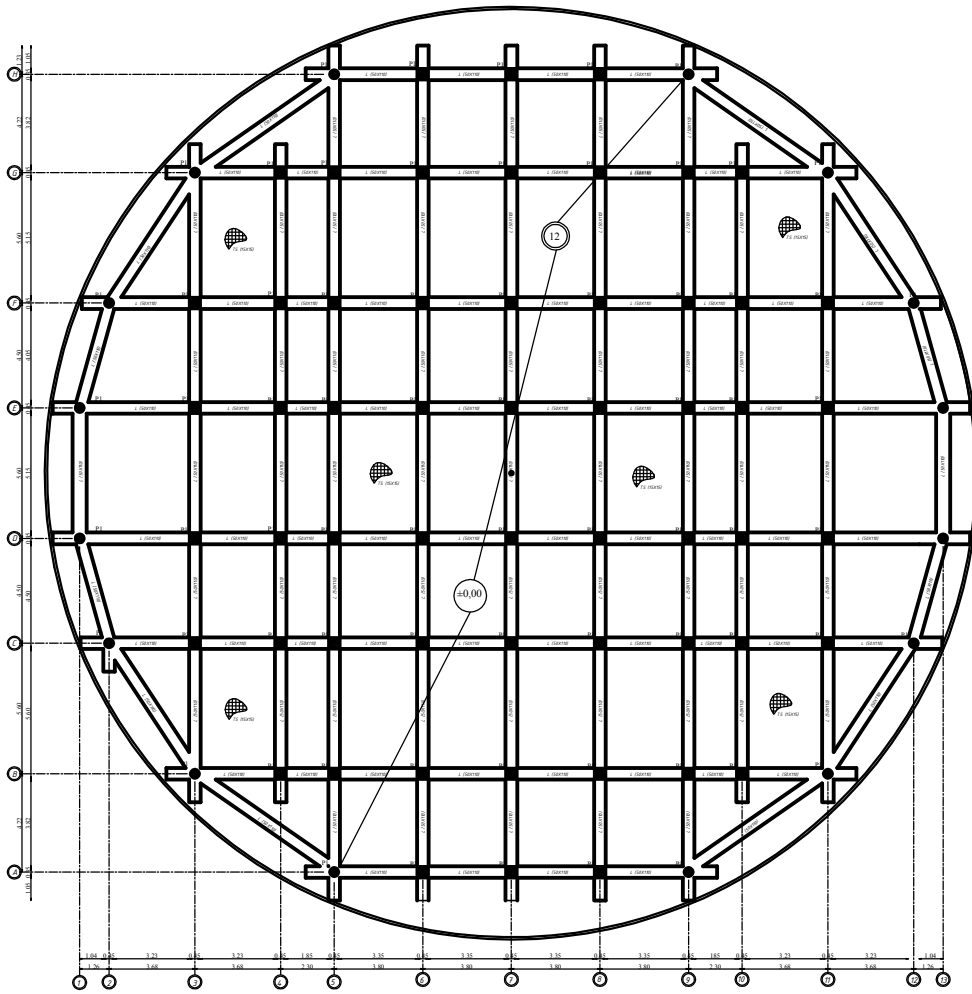


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AIT BENALI Mr KACI		<i>Ferrailage Du radier</i>	
Dirigé par: Mme SEMAHI			
		plan:15	Echelle:
		2014	

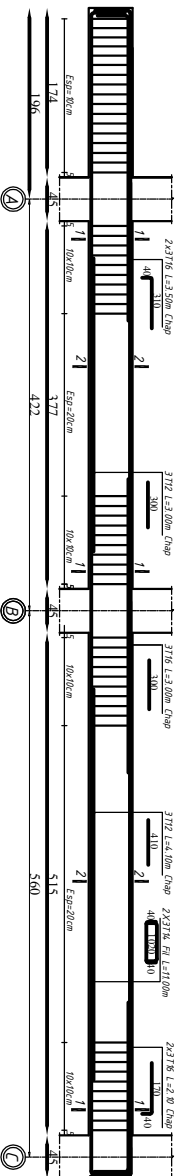
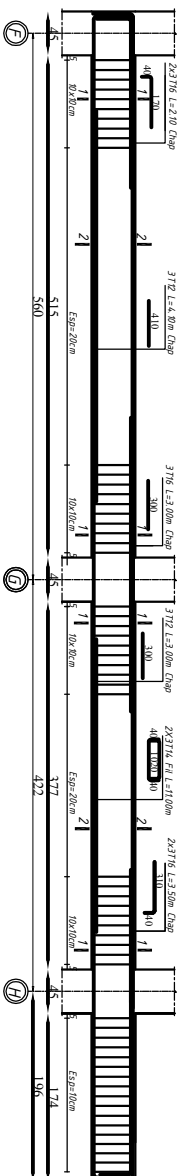


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AIT BENALI Mr KACI		ferrillage des escaliers	plan:10
Dirigé par: Mme SEMAHI			Echelle:
			2014

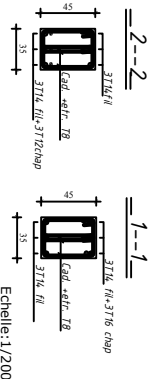
Coffrage Des fondation (radier général) Niv:±0,00



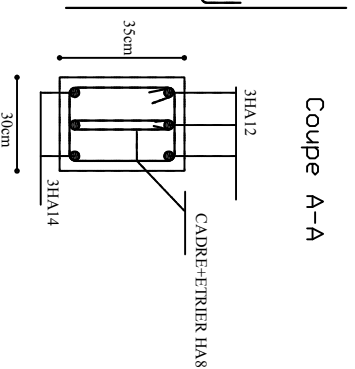
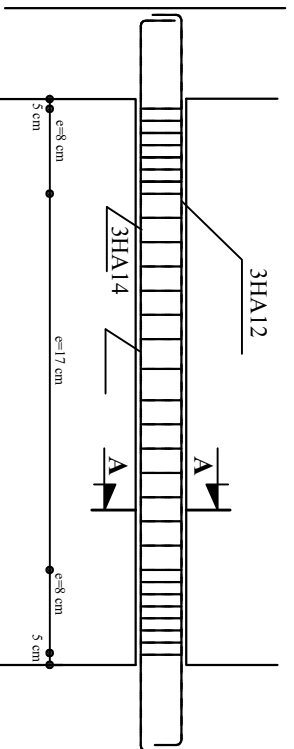
UNIVERSITE MOULOUID HAMMERI SR-TIGI, OUDOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr ART BEMALI Mr KACI		coffrage du radier	plan:8
Dirigé par: Mme SEMAH			Echelle: 2014



Coff - Et Ferr - Des poutres principales (35X45) Axe (7) Niv.+4.08 & +7.48



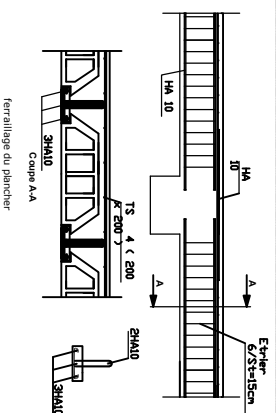
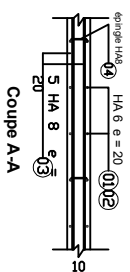
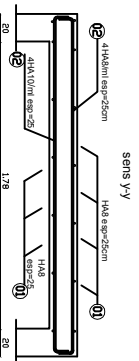
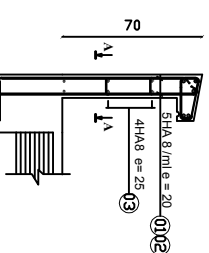
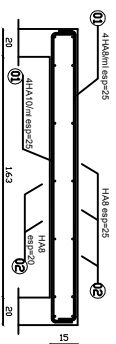
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr ATT BEMALI Mr KACI		Ferrailage des poutres principales	
Dirigé par: Mme SEMAHI			
		plan : 12	
		Echelle:	
		2014	



Coupe A-A

UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI	Faculté de génie de la construction
DE TIZI OUDOU	Département de génie civil
Etudié par: M. AIT ENNAJLI	plan:7
M. KACI	FERRELLADE DE L'ARBORE PALAIRE
Dirigé par: Mme. SIBRAHI	Echelle: 1/125
	2014

SENS X-X



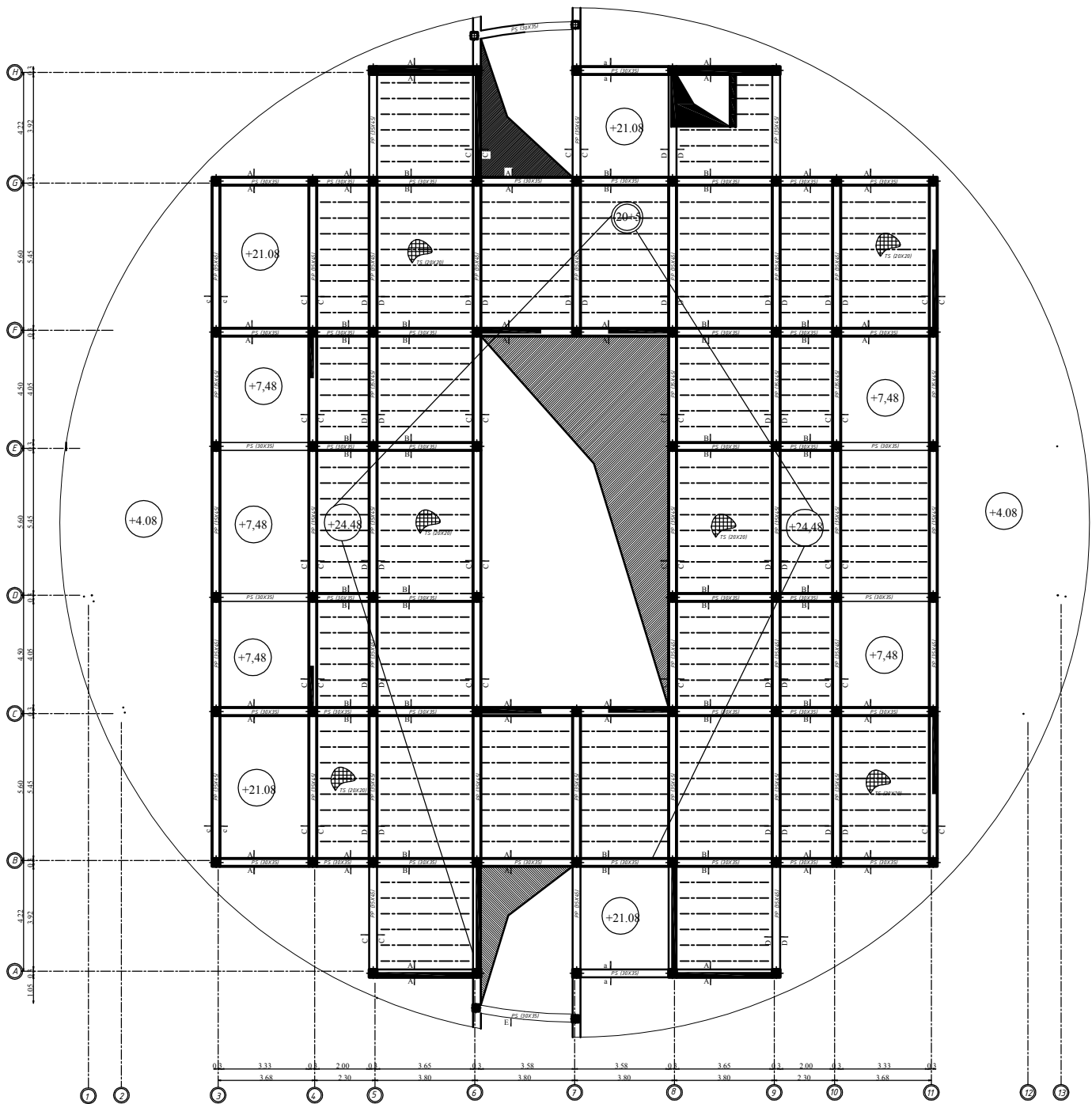
ferrellade du plancher

UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI	Faculté de génie de la construction
DE TIZI OUDOU	Département de génie civil
Etudié par: M. AIT ENNAJLI	plan:2
M. KACI	Plan de ferrillage du plancher
Dirigé par: Mme. SIBRAHI	Echelle: 2014

UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI	Faculté de génie de la construction
DE TIZI OUDOU	Département de génie civil
Etudié par: M. AIT ENNAJLI	plan:7
M. KACI	Plan de ferrillage de dalle solide rectang
Dirigé par: Mme. SIBRAHI	Echelle: 1/125
	2014

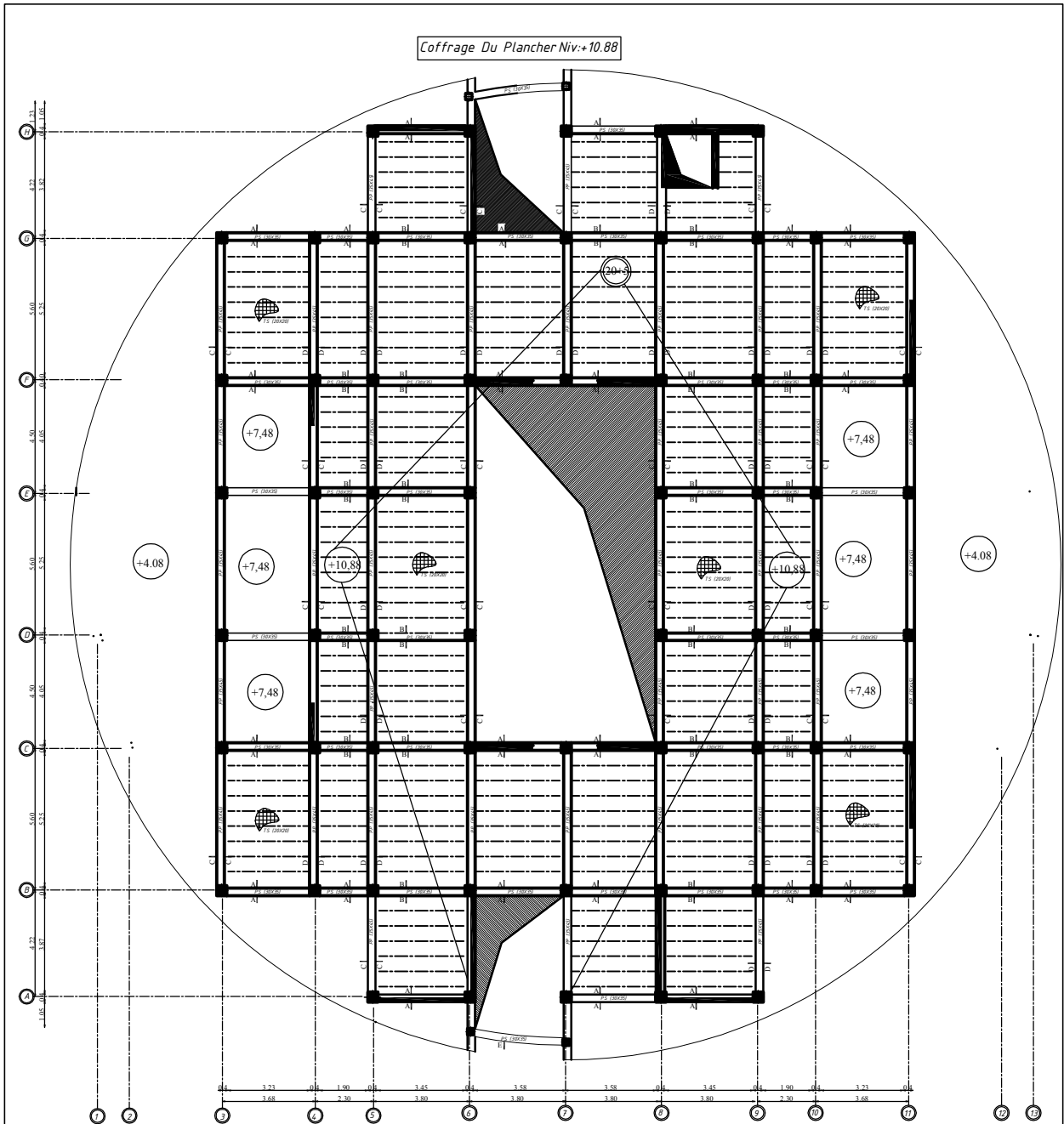
UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI	Faculté de génie de la construction
DE TIZI OUDOU	Département de génie civil
Etudié par: M. AIT ENNAJLI	plan:1
M. KACI	Plan de ferrillage de l'acrotère
Dirigé par: Mme. SIBRAHI	Echelle: 2014

Coffrage Du Plancher Niv.+24.48



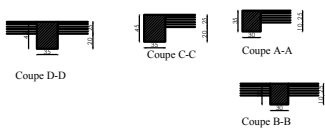
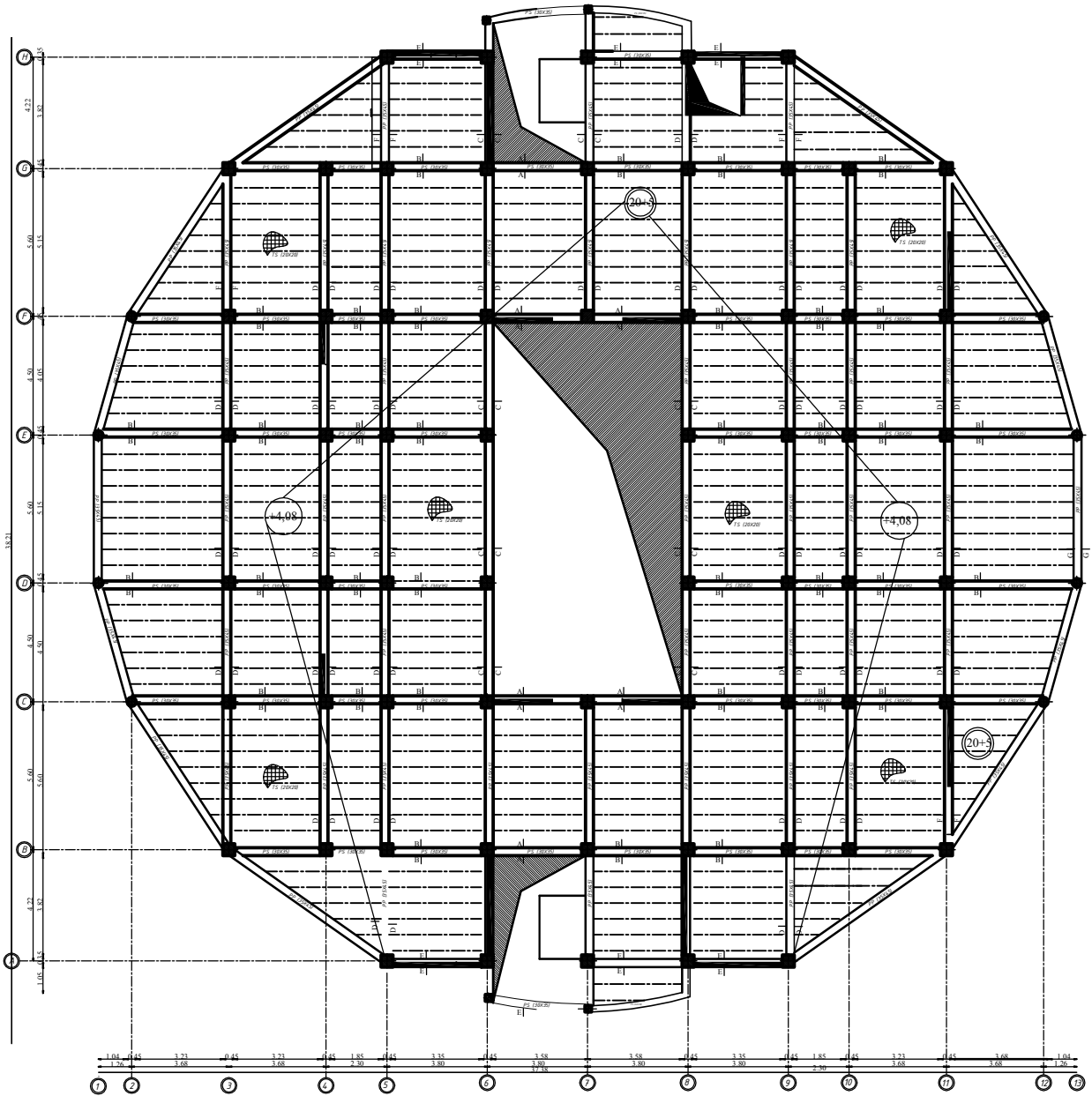
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AIT BENALI Mr KACI		Coffrage Du Plancher Niv.+24.48	plan: 7
Dirigé par: Mme SEMAHI			Echelle:
			2014

Coffrage Du Plancher Niv.+10.88



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr ATT BENALI Mr KACI		Coffrage Du Plancher Niv.+10.88	plan:3
Dirigé par: Mme SEMAHI			Echelle:
			2014

Coffrage Du Plancher Niv:+4.08



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr AIT BENALI Mr KACI		Coffrage Du Plancher Niv:+4.08	plan: 1
Dirigé par: Mme SEMAHI			Echelle: 2014

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Toute fois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connu le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Bibliographie

- **Règles parasismiques Algériennes (RPA 2003)**
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL91**.
- **BAEL91** calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-pierre MOUGIN (EDITION BERTI 1994).
- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et charges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.
- **L'Eurocode3, (RNV99)**
- Livre **DAHMANI LAHLOU**
- Cours et TD des années de spécialité.