

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

En vue d'obtention du diplôme de master d'Etat en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6+ sous-sol) à usage d'habitation
Contreventé par des voiles en béton armé, avec le logiciel
de l'ETABS



Dirigé par : M^r A. BOUHERAOUA

Etudié par :

-MLLE FETTIS FAZIA

-MLLE BOUDHANE KAHINA

Année 2016 /2017

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : **Mr BOUHERAOUA**... pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ma mère qui m'a guide durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été a mes cotes et ma soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifie toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci **ma mère**.*

A mes deux sœurs les plus chères et leurs famille.

A mon fiancé et toute sa famille.

A toute ma famille.

A tous mes amis sans exception surtout ma chère amie et partenaire FETTIS FAZIA et toute sa famille.

A vous

BOUDHANE KAHINA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, mon oncle SAID et sa femme MALIKA qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A mes très chers frères MOHAMMED et KARIM.

A mes chers sœur DJEDJI et SABRINA et leurs familles.

A mes chers cousins et cousines SALIM, LYNDA et FADHILA et toute la famille FETTIS.

A TOUS MES AMIS.

MERCI A TOUS.

FAZIA

Sommaire :

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	001
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	008
Chapitre III : calcul des éléments	
▪ III-1-Calcul de l'acrotère	020
▪ III-2-Calcul de l'escalier	027
▪ III-3-Calcul des balcons	049
▪ III-4- Etude de la salle machine	056
▪ III-5- Calcul des plancher	063
Chapitre IV : Etude de contreventement	077
Chapitre V : Vérification de la structure vis-à-vis l'RPA	088
Chapitre VI : Ferrailage de la structure	
▪ Ferrailage des poteaux	099
▪ Ferrailage des poutres	115
▪ Ferrailage des voiles	124
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	138
Chapitre VIII : Etude du mur plaque	167
Annexe	173
Conclusion1	
Bibliographie	

INTRODUCTION

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- Confort,
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité (duré de vie),
- Résistance au feu.

Rappelons que le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.

Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble **R+6** avec ... en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOUILLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **ETABS** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent document s'articule sur les points suivants :

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé ;
- La conception structurale du projet ;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

Plus exactement il est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le 5^{ème} chapitre consiste à la Vérification de la structure vis-à-vis l'RPA
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 6^{ème} chapitre.
- Le 7^{ème} chapitre présente l'étude de l'infrastructure
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude du mur plaque suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I**PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE****I.1 INTRODUCTION**

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage à étudier et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, enfin les dimensions adoptées pour conduire les calculs réglementaires.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La structure qui fait l'objet de notre étude nous a été confiée par un bureau d'étude d'architecture et d'urbanisme. L'ouvrage représente un bâtiment (R+6+s/sol) à usage d'habitation, implanté à **TIZI OUZOU**. La zone d'implantation du bâtiment est classée selon le **(RPA 99, VERSION 2003)** zone de moyenne sismicité **IIa**. La structure est composée de :

- Sous sol destiné à usage commercial
- RDC destiné à usage d'habitation
- Six 06 étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Cage d'ascenseur

Notons que l'étude sera effectuée conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99, VERSION 2003)**,
- Document technique réglementaire **(DTR B.C .2.2)** et
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en

béton armé suivant la méthode des états limites ultimes -**BAEL 99 réviser 99**.

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

La hauteur totale du bâtiment étudié (y compris l'acrotère) est de : **25.52 m**

1. S/Sol

- Longueur : **25.65 m**
- Largeur : **16.85 m**
- Hauteur : **4.29 m**

2. RDC

- Longueur : **25.65 m**
- Largeur : **18.35 m**
- Hauteur : **3.06 m**

3. Etages courants

- Longueur : **25.65 m**
- Largeur : **18.35 m**
- Hauteur : **3.06 m**

I.4 STRUCTURE DU BATIMENT

L'immeuble est à ossature mixte, composée de portiques longitudinaux et transversaux destinés à reprendre les charges et surcharges verticales, et une part des charges horizontales. Les voiles en béton armé sont situés dans la partie interne du bâtiment.

I.5 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.5.1 PLANCHERS

- **Planchers en corps creux**

Ils sont composés de corps creux et d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité en pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Planchers en dalle pleine**

Dans notre cas, une dalle pleine en béton armé est prévue au niveau de la partie centrale au sommet du bâtiment.

I.5.2 MAÇONNERIE

- **Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs**

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

I.5.3 LES ESCALIERS

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et d'une paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

1.5.4 LES REVETEMENTS

On distingue les revêtements comme suit :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau ;
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds ;
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

1.6 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

1.6.1 LE BETON

a. Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (**Art 2-1 11 BAEL91**)

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,46 + 0,83j} \quad \text{en MPa} \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b. Résistance caractéristique à la traction

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art A-2 12 BAEL91})$$

D'où: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

1.6.2 CONTRAINTES LIMITES

a. Contrainte limite à la compression

La contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{Art 4 -3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

b. Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

La valeur de la contrainte limite de cisaillement est fonction du type de fissuration :

- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$, pour la fissuration peu nuisible ;
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$, pour la fissuration préjudiciable.

c. Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

1.6.3 MODULE D'ELASTICITE

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

a. Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$

D'où : $E_{vj} = 10818.9 \text{ MPa}$.

c. Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

$\nu = 0$ à l'état limite ultime

1.6.4 DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

a. A l'état limite ultime

On adopte le diagramme parabole rectangle, représenté par la figure ci-dessous :

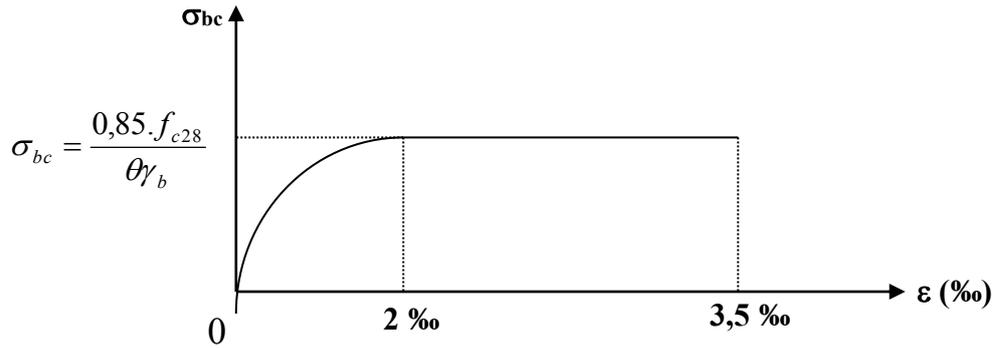


Figure I.1 Diagramme parabolique

1.6.5 LES ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

a. Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL 520($\Phi < 6$)	TS	520	550	8%	1,3	1

b. Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

1.6.6 DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

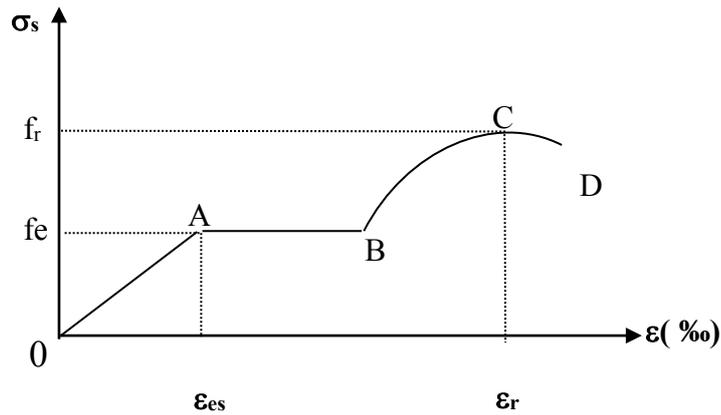


Figure I.2 Diagramme contrainte - déformation

Les paramètres représentés sur la figure **I.2** sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

I.6.7 DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE CALCUL

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

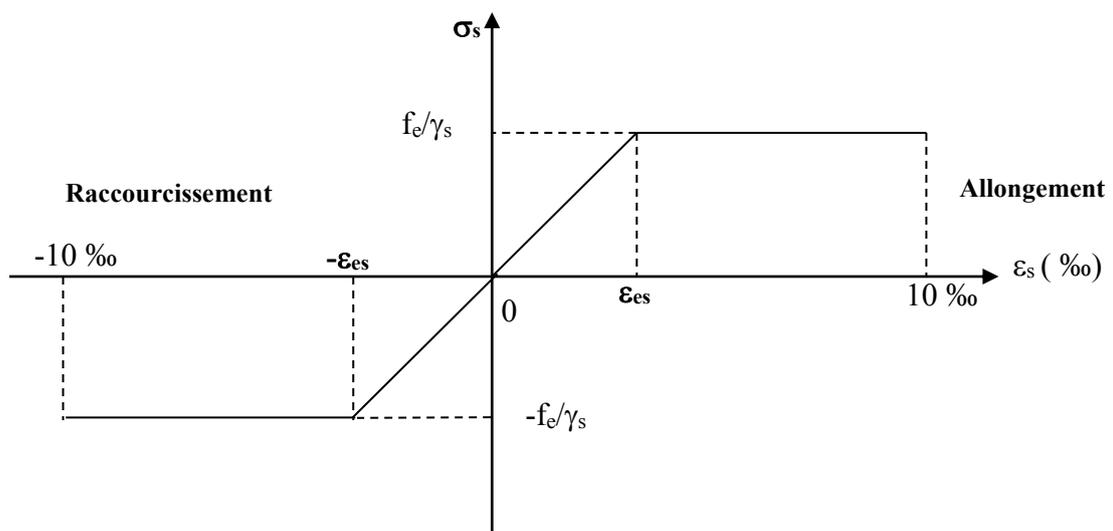


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de calcul

1.6.8 LIMITE D'ELASTICITE

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

1.6.9 LA CONTRAINTE MAXIMALE DES ARMATURES TENDUES A L'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations

a. Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

b. Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} \right\} \quad \text{en MPa}$$

c. Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \left\{ \min \left(\frac{2}{3} f_e , \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} \right) \right\} \text{en MPa}$$

1.7 PROTECTION DES ARMATURES (ART A.7-2 4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ 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**PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS****II.1 LES PLANCHERS**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à délimiter les étages et assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits

II.1.1 PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL 91 suivante

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec: h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée, dans notre cas la plus grande portée libre maximale est $L = 4,5 - 0,40 = 4,10$ m ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 410/22,5 = 18,88 \text{ (cm)} \text{ on opte pour un plancher de } (16+4) \text{ c'est à dire } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$

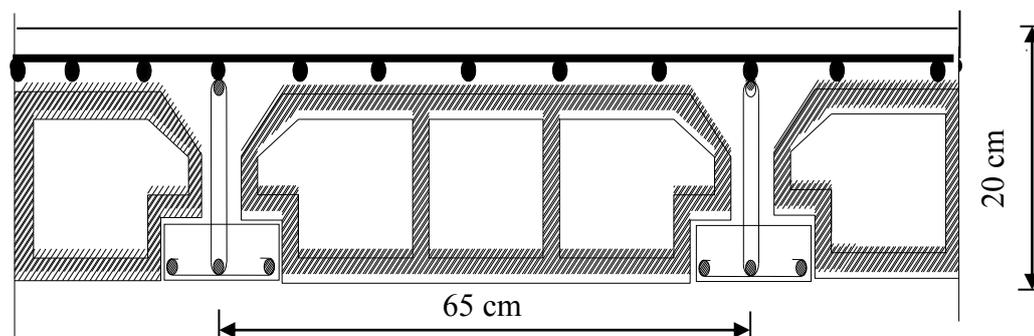


Figure II.1 Coupe d'un plancher à corps creux

II.1.2 DALLE PLEINE

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres

Dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- la résistance a la flexion,
- l'isolation acoustique,
- la Résistance au feu.

a. Résistance a la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante ;

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre, e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50 \text{ m}$$

$$e \geq 1.50/10 = 0.15\text{m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

b. Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

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

c. La résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15 cm

II.2 LES POUTRES

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- 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 : portée libre de la poutre.

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses)
- poutres secondaires (ou de chaînage)

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

II.2.1 Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L = 500 - 40 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm},$$

On opte pour : $h_t = 45 \text{ cm}$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm},$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification des conditions sur RPA

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.5 < 4$$

Section adoptée

$$\text{Poutres principales PP} \quad \longrightarrow \quad (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

II.2.2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

On a $L_{\max} = 410 \text{ cm}$

$$L = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On opte pour : $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Vérification des conditions sur RPA

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.6 < 4$$

Section adoptée

$$\text{Poutres secondaires PS} \quad \longrightarrow \quad (25 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.3 LES CHARGES PERMANENTES**a. Plancher terrasse (inaccessible)**

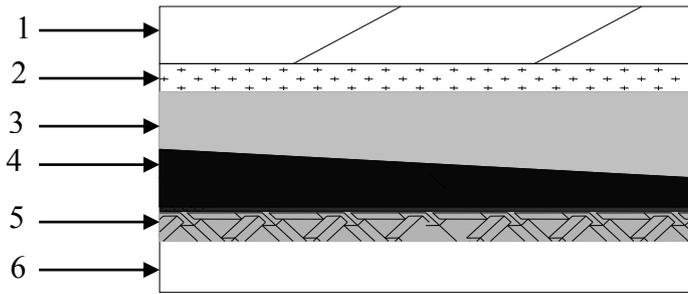


Figure II.2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II.1 Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m^3)	Epaisseur r e (m)	Charge G_i (kg/m^2)
01	Couche de gravillon	1700	0.05	85
02	Etanchéité multicouche	600	0.02	12
03	Béton en forme de pente	2200	0.05	110
04	Hourdis et table de compression (16+4)	1400	0.2	280
05	Isolation thermique	400	0.04	16
06	Enduit sous plafond	1200	0.02	24
Totale $G_t = 527 \text{ kg/m}^2$				

b. Etage courant

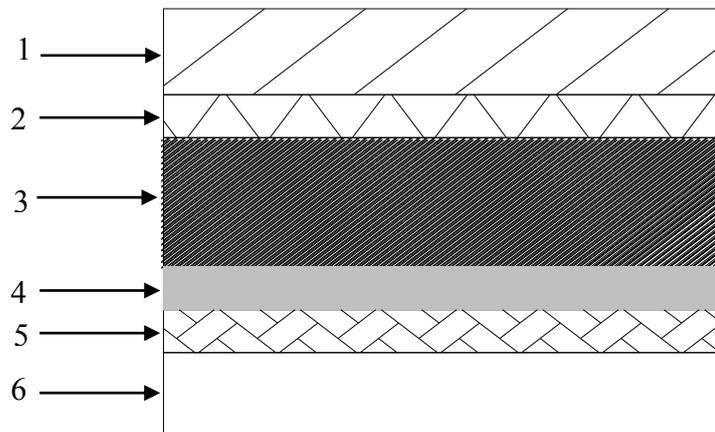


Figure II.3 Coupe transversale du plancher d'étage courant

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II.3 Valeur de la charge permanente G_c de l'étage

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (kg/m^3)	Epaisseur r	Charge G_i (kg/m^2)
01	Carrelage scellé	2200	0.02	44
02	Mortier de pose	2000	0.02	40
03	Couche de sable	1800	0.02	36
04	Dalle en corps creux	1400	0.2	280
05	Enduit en plâtre	1200	0.02	24
06	Cloison de séparation	/	/	100
Totale $G_c = 528 \text{ kg/m}^2$				

Valeur de la charge permanente de la maçonnerie

▪ **Mur extérieur**

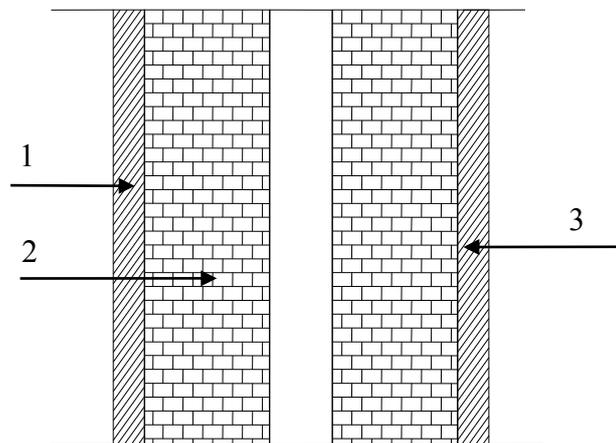


Figure II.4 Coupe transversale du mur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

Tableau II.4 Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m^3)	Epaisseur e (m)	Charge G (kg/m^2)
01	Mortier de ciment	2200	0.02	44
02	Brique creuse	1500	0.2	300
03	Enduit de plâtre	1200	0.02	24
Totale $G_{mex} = 368 \text{ kg/m}^2$				

▪ **Mur intérieur**

Tableau II.4 Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	épaisseur	Charge G (kg/m ³)
01	Enduit de plâtre	4	12	48
02	Brique creuse	10	15	150
Totale $G_{min} = 198 \text{ kg/m}^2$				

1. Les escaliers $G = 886.35 \text{ kg/ml}$
2. Palier intermédiaire $G = 552 \text{ kg/ml}$
3. L'acrotère $G = 161.25 \text{ kg/ml}$

II. 4 LES SURCHARGE D'EXPLOITATIONS

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- | | |
|--------------------------------------------------|--------------------------|
| - Plancher terrasse | $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ |
| - Plancher étage courant : à usage d'habitation | $Q = 150 \text{ kg/m}^2$ |
| - Plancher étage courant : à usage commercial | $Q = 400 \text{ kg/m}^2$ |
| - Plancher étage courant : à usage administratif | $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ |
| - L'acrotère | $Q = 100 \text{ kg/ml}$ |
| - L'escalier | $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ |

II.5 L'ACROTÈRE

Calcul du poids propre :

$$G = \left[(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2) - \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G_{ac} = 1.925 \text{ KN/ml}$$

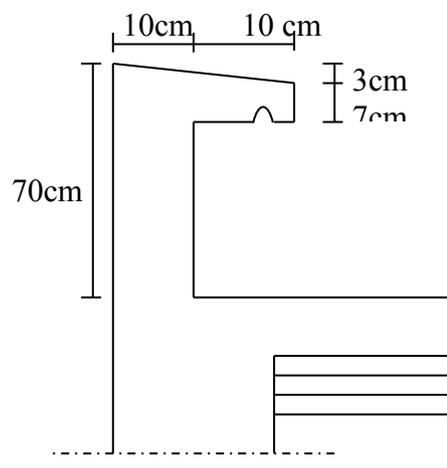


Figure II.5 Dimensionnement de l'acrotère

II.6 LES POTEAUX

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

La section du poteau à déterminée est celle qui est la plus sollicitée, et qui est donnée par la relation suivante $S \geq N_S / \sigma_{bc}$

Avec :

N_S : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à **(G+Q)**

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

L'effort normal N_S sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment, qui seront données par le **tableau II.6**.

II.6.1 CHARGES ET SURCHARGES REVENANT AU POTEAU C₂

- **Surface d'influence**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2.05 \times 2.30 = 4.715 \text{ m}^2,$$

$$S2 = 2.05 \times 2.30 = 4.715 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.30 \times 2.05 = 4.715 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.05 \times 2.30 = 4.715 \text{ m}^2$$

$$S_{TOT} = 4.715 \times 4 = 18.86 \text{ m}^2$$

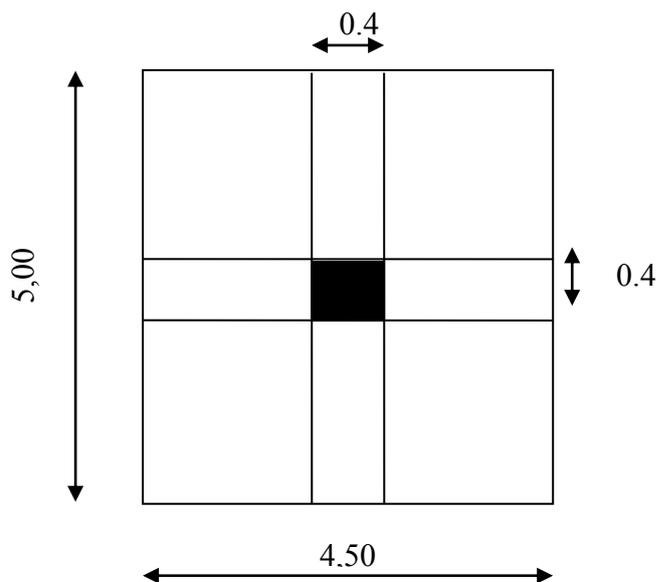


Figure II.6 Surface d'influence du poteau C-2

a. Charges permanentes revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse $G = 527 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher étage courant $G = 524 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
- Plancher rez-de-chaussée $G = 528 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 400 \text{ kg/m}^2$
- Plancher sous-sol $G = 528 \text{ kg/m}^2$
 $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

c. Charges permanentes totales**▪ Poids du plancher**

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse

$$P = 527 \times 18,86 = 9939.22 \text{ kg}$$

$$P = 99.4 \text{ KN}$$

- Plancher étage

$$P = 528 \times 18,86 = 9958.08 \text{ kg}$$

$$P = 99.6 \text{ KN}$$

▪ Poids des poutres

- Poutres principales

$$P = 5,00 \times 0,40 \times 0,25 \times 2500 = 1250,00 \text{ kg}$$

$$P = 12.5 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires

$$P = (4.50 - 0.25) \times 0.40 \times 0.25 \times 2500 = 1062.50 \text{ kg}$$

$$P = 10.63 \text{ KN}$$

D'ou le poids total

$$P = 1250.00 + 1062.50$$

$$P = 23.2 \text{ KN}$$

▪ Poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcul leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$B = 40 \text{ cm.}$$

$$H = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Poteau RDC: } \rho \times S \times h_{\text{RDC}} = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux étage courant : } \rho \times S \times h_{\text{ec}} = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux S/Sol: } \rho \times S \times h_{\text{s/sol}} = 25 \times 0.40 \times 0.40 \times 4.29 = 17.16 \text{ KN}$$

d. Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse $Q_0 = 100 \times 18.86 = 1886 \text{ kg} = 18.86 \text{ KN}$
- Plancher courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 150 \times 18.86 = 2829 \text{ kg} = 28.29 \text{ KN}$

II.7 LOI DE DEGRESSION DE CHARGES

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit ou la terrasse..... Q_0

Pour le dernier étage Q

Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0,9 Q$

..... $0,8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieure suivant.

Donc

$$Q_0 = 1.00 \times 18.86 = 18.86 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 18.86 = 28.29 \text{ KN}$$

6 ^{eme} -	$Q_0 = 18.86 \text{ KN}$
5 ^{eme} -	$Q_0 + Q_1 = 47.15 \text{ KN}$
4 ^{eme} -	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 72.61 \text{ KN}$
3 ^{eme} -	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 95.24 \text{ KN}$
2 ^{eme} -	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 115.04 \text{ K}$
1 ^{eme} -	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 132.02 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 146.165 \text{ KN}$
S/SOL	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 159.46 \text{ KN}$

Figure II.7 Dégrossissement vertical des surcharges d'exploitation.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Tableau II.5 les valeurs de la relation $(3+n) / (2n)$.

Nombre (n)	6	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

Tableau II.6 récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation n [kN]		Efforts normaux	Section trouvée	Section adoptée
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Q_i	Q_c	$N = G_c + Q_c$ [kN]	$\frac{Ns}{\bar{\sigma}bc}$	
6	99.4	23.2	12.24	134.84	134.84	18.86	18.86	153.70	102.47	40×40
5	99.6	23.2	12.24	135.04	269.88	28.29	47.15	317.03	211.35	40×40
4	99.6	23.2	12.24	135.04	404.92	28.29	75.44	480.36	320.24	40×40
3	99.6	23.2	12.24	135.04	539.96	28.29	103.73	643.69	429.13	40x40
2	99.6	23.2	12.24	135.04	676.00	28.29	132.02	808.02	538.68	40x40
1	99.6	23.2	12.24	135.04	810.04	28.29	160.31	970.35	646.90	40x40
RDC	99.6	23.2	12.24	135.04	945.08	28.29	188.6	1133.68	755.79	40x40
S/Sol	99.6	23.2	17.16	139.96	1085.04	28.29	216.89	1301.93	867.95	40x40

REMARQUE

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1).

a. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

1. S/ SOL

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 429/20 = 21.45 \text{ cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4 \text{ cm}$

2. RDC

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4 \text{ cm}$

3. Etage courant

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (35\text{cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4 \text{ cm}$

CONCLUSION

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

b. Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

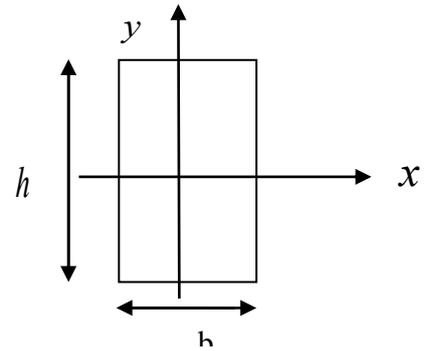
$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau,

l_f : Longueur de flambement, ($l_f = 0.707 l_0$),

l_0 : Hauteur libre du poteau,

i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I_y}{S_{\text{poteau}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe y (y : axe faible), S_{poteau} : section du poteau.



Donc :

AN

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec :}$$

I : Moment d'inertie.

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du S/Sol (45×45) cm^2 , $L_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 17.33 < 50$ vérifiée.
- poteau du RDC et (40×40) cm^2 , $L_0 = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 23.52 < 50$ vérifiée.
- Poteaux de l'étage courant (35×35) cm^2 , $L_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 17.33 < 50$ vérifiée.

II.8 CONCLUSION

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

III.1.0 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers. Ces éléments ne font pas partie du système de contreventement. Ils ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III.1 L'ACROTÈRE

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur

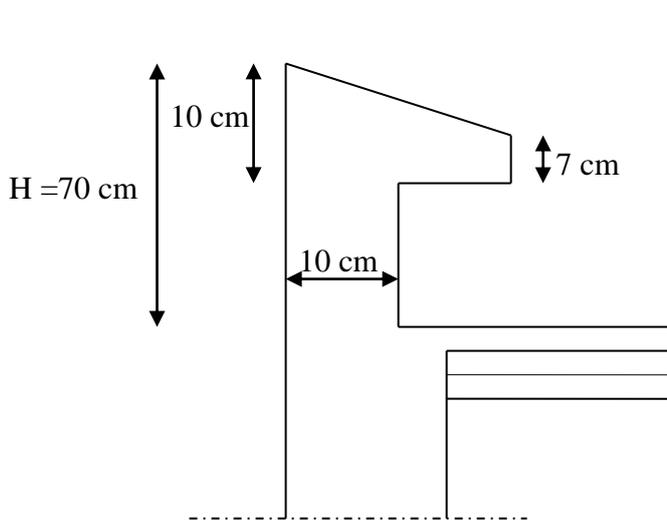


Figure III.1.1a Coupe verticale de l'acrotère

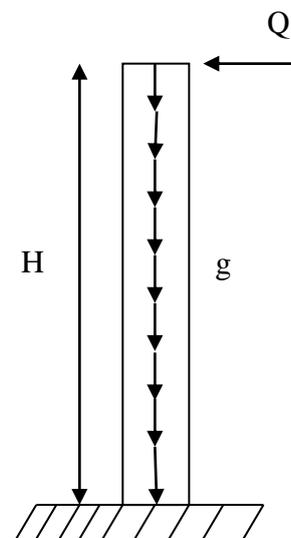


Figure III.1.1b Schéma statique de l'acrotère

III.1.1 DETERMINATION DES SOLlicitATIONS POUR UNE BANDE UNITAIRE

Effort normal dû au poids propre $G = \rho \cdot S$

$$G = 25[(0,4 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + (0,03 \times 0,2/2)]$$

$$G = 1.425 \text{ kN / ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

Effort horizontal du à la main courante: $Q = 1 \text{ kN / ml}$

Moment de renversement M du à l'effort horizontal: $M = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ kN / ml}$

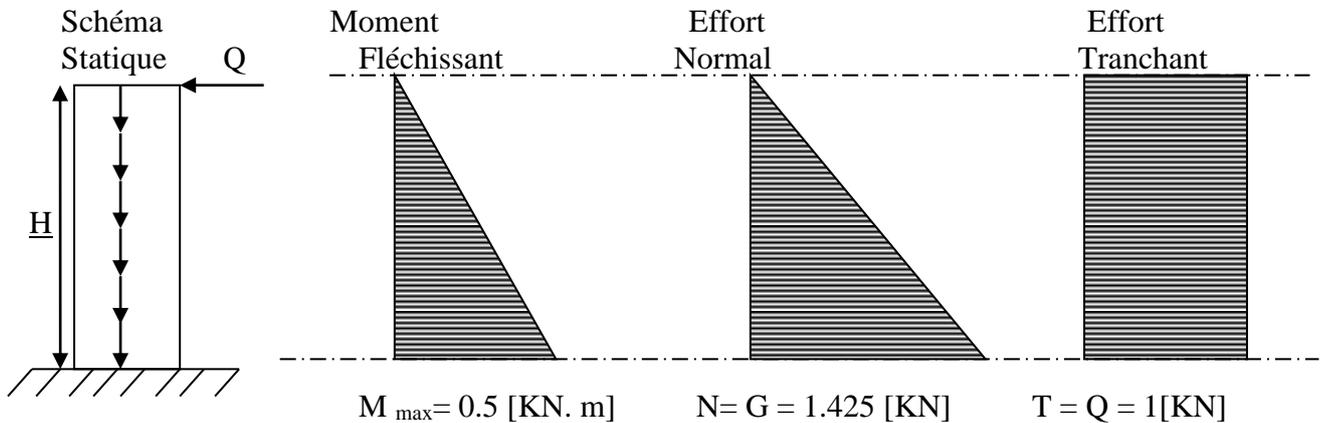


Figure III.1.2 Diagrammes des efforts internes M_{max} , N et T

III.1.2 COMBINAISON DE CHARGES

1. A P'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

- Effort normal de compression dû à G
 $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,425 = 1,923 \text{ kN / ml}$
- Moment de renversement dû à Q
 $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN / ml}$

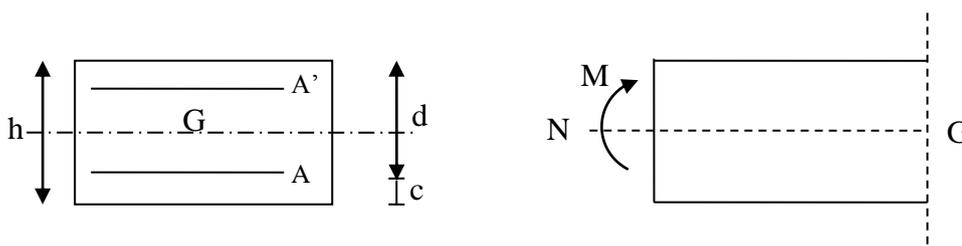
2. A P'ELS

$$q_s = G + Q$$

- Effort normal de compression $N_s = G = 1,425 \text{ kN / ml}$
- Moment de renversement $M_s = 0,5 \text{ kN / ml}$

III.1.3 FERRAILLAGE

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec les paramètres suivants

c: Centre de poussée ;

e: Excentricité ;

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues

III.1.4 CALCUL DE L'EXCENTRICITE

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis se ramené à la flexion composée.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,923} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

III.1.5 CALCUL EN FLEXION SIMPLE

- Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,75 + 1,923 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,788 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,788 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 11,33} = 0,0141 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.SA}$$

$$\mu_b = 0,0141 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (Du tableau)}$$

- Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0,788 \times 1000}{0,993 \times 348 \times 7} = 0,326 \text{ cm}^2$$

III.1.6 CALCUL EN FLEXION COMPOSEE

La section réelle des armatures $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A = 0,326 - \frac{1,923}{34,8} = 0,269 \text{ cm}^2$$

III.1.7 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité

▪ Armatures de répartition

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = M_s / N_s = 0,5 / 1,425 = 0,35087 \text{ m}$$

$$\text{D'où } A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Par conséquent on prend $A = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$

On adoptera 4HA8 /ml = 2,01 cm² avec un espacement

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

▪ Armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 2,01/4 = 0,51 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3Ø6 = 0,85 cm² avec un espacement S_t :

$$S_t = 60 - 2 \times 0,3 - 3/3 = 18,8 \approx 20 \text{ cm}$$

b. Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où

$$\bar{\tau}_v = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{v_u}{b \times d} \quad v_u = 1 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_v = \frac{1000}{1 \times 0,08 \cdot 10^6} = 0,0125 \text{ MPa}$$

$\tau_v < \bar{\tau}_v$ la condition est vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence dans des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}; \text{ avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.8 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

a. Vérification dans le béton

On doit vérifier que

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k.y_1 \quad \text{et} \quad y_1 = y_2 + c$$

Avec :

y_2 : Racine de l'équation $y^3 + py + q = 0$

c : Distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section, et

$$c = e_1 - h/2$$

$$c = 35,087 - \frac{10}{2} = 30,087 \text{ cm}$$

$$c = -30,087 \text{ cm}$$

$$P = -3c^2 + \frac{90A'(c-d')}{b} + \frac{90A(d-c)}{b}$$

$$P = -3c^2 + \frac{90A(d-c)}{b} \quad ; A' = 0$$

$$P = -2689,046$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'(c-d')^2}{b} - \frac{90A(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A(d-c)^2}{b} \quad ; A' = 0$$

$$q = 5348,32$$

$$y_2^3 = -2689,046y_2 + 5348,32 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_2 = 31,37 \\ y_2 = 28,47 \\ y_2 = -59,85 \end{cases}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c \Rightarrow y_2 = 31,37 \text{ cm}$$

$$y_1 = 31,37 - 30,087 = 1,283 \text{ cm}$$

$$K = \frac{N}{100.S} \quad \text{avec} : \begin{cases} S = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - d) - A(d - y_1)] \\ S = 13,872 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$K = 1,075 \text{ N/cm}^2$$

D'où

$$\sigma_b = 1,283 \times 1,075$$

$$\sigma_b = 1,38 \text{ MPa}$$

b. Vérification dans les aciers

Il faut vérifier que $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = nK(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 1,075 \times (7 - 1,283) = 92,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$n = 1,6$ barre HA

$$\Rightarrow \sigma_s = 92,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,633 \text{ MPa}$$

III.1.9 VERIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SEISME

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6, 2,3 PPA99})$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone A = 0,15 en zone IIa

W_p : Poids de l'acrotère = 1,425 kN/ml

C_p : Facteur de force horizontale égal à 0,8

D'où :

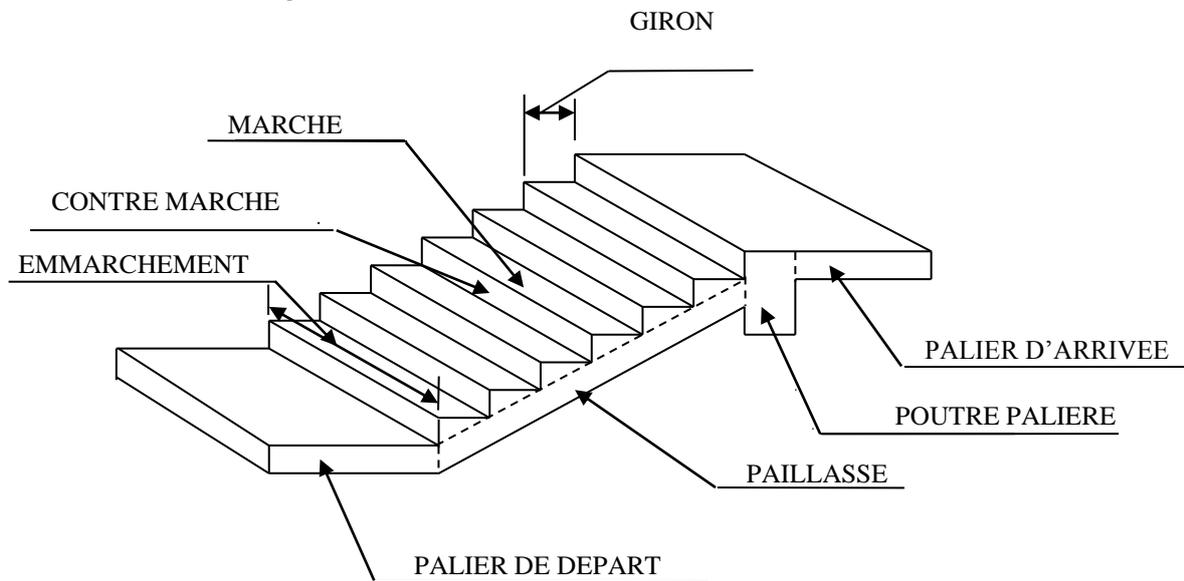
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,425 = 0,684 < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

III.2 LES ESCALIERS

III.2.1 GENERALITES

III.2.1.1 Terminologie et définitions



Un escalier est un ouvrage formé de marches, et permettant de passer d'un niveau à un autre de caractéristiques géométriques suivantes :

- L : Longueur des marches ;
- g : Largeur des marches ;
- h : Hauteur des marches ;
- Palier de départ ;
- Palier d'arrivée ;
- D'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.2.1.2 Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté) ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

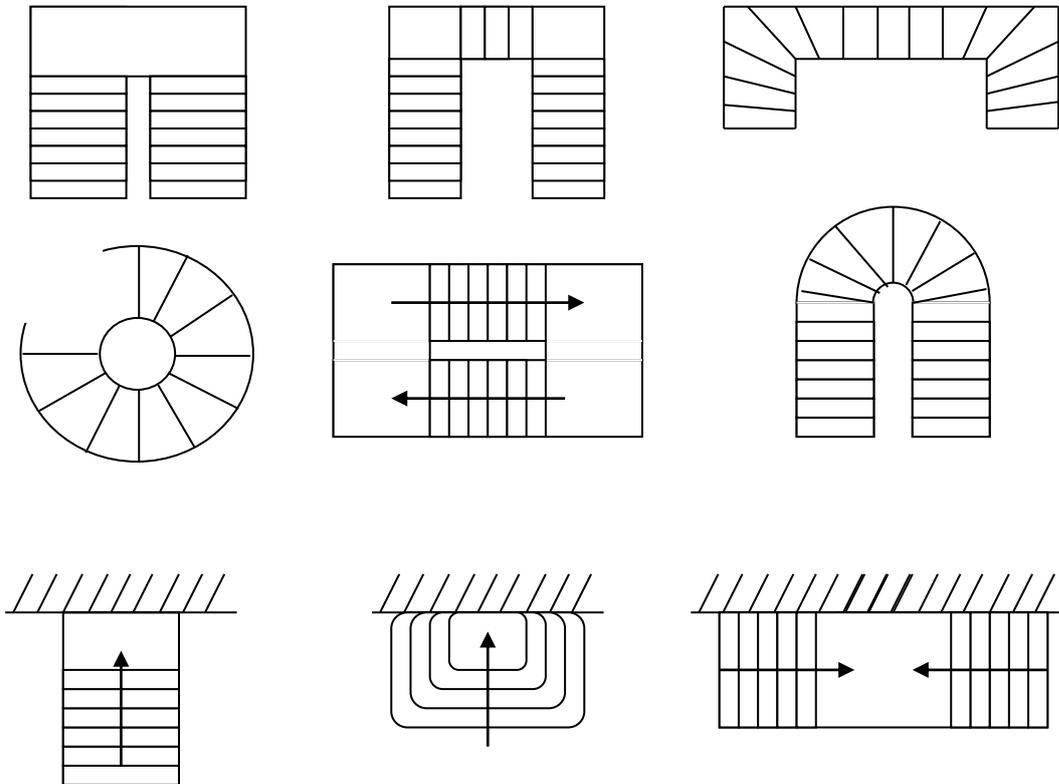


Figure III.2.1 Les différents type d'escaliers

III.2.1.3 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h: est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g: est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0.70 à 0.90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n' immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

EXEMPLE DE CALCUL

Pour un exemple plus pratique, on prendra comme calcul l'escalier de notre immeuble qui est conçu en béton armé coulé sur place.

L'escalier du RDC et celui d'étage courant est de hauteur 3.06 m, ils sont composés de deux volées de hauteur déférente et d'un palier intermédiaire.

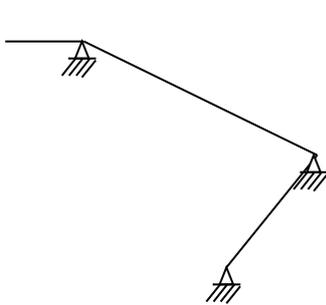


Figure III.2.2a

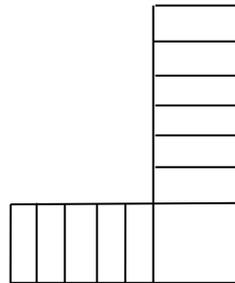


Figure III.2.2b

De la relation de BLONDEL et pour la fig.III.2.b, qui représente un schéma d'une poutre sur deux appuis et une console, on aura

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ en (cm)}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \quad 59 \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$14 \leq h \leq 17 \text{ (cm)} \quad 14 \leq 17 \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \leq g \leq 36 \text{ (cm)} \quad 28 \leq 30 \leq 36 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$ et un giron $g = 30 \text{ cm}$.

a. Calcul du nombre de contre marches et de marches

Soit \underline{n} le nombre de contre marches, et \underline{m} le nombre de marches.

▪ RDC

$$H_{\text{totale}} = 306 \text{ cm} ; h_{\text{volée}} = 119 \text{ cm} ; \text{ donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n = 18 \text{ contre marches.}$$

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

○ *Volée 1*

$H=119\text{cm}$; $h=17\text{cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} \rightarrow n = 07$ contre marches.

$n = 07$ contre marches ; **Donc** : $m = n-1 = 06$ marches.

○ *Volée 2*

$H=187\text{ cm}$; $h=17\text{ cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} \rightarrow n = 11$ contre marches.

$n = 11$ contre marches ; **Donc** : $m = n-1 = 10$ marches.

Notations utilisées

g : largeur des marches

h : hauteur des contre marches

H : hauteur de la volée

L₂ : longueur de la paillasse projetée

L₁ : largeur du 1^{er} palier

ep : épaisseur de la paillasse et du palier

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants

○ *Volée 1*

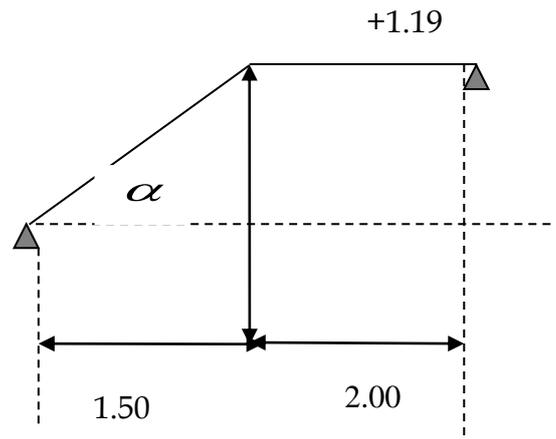


Figure III.2.3 Schéma statique des escaliers RDC.

○ *Volée 2*

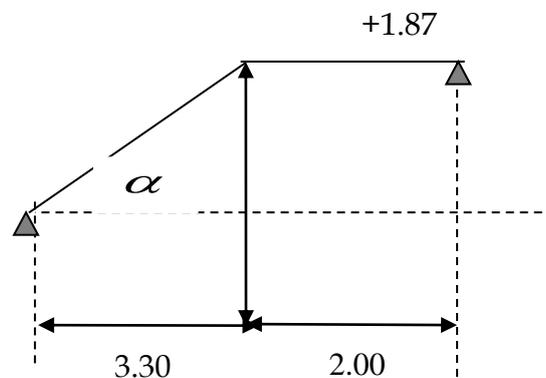


Figure III.2.4 Schéma statique des escaliers RDC.

- **Etage courant**

$H_{\text{totale}} = 306 \text{ cm}$; $h_{\text{volée}} = 119 \text{ cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n = 18 \text{ contre marches}$.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1

$H = 119 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} \rightarrow n = 07 \text{ contre marches}$.

- $n = 07 \text{ contre marches}$; **Donc** : $m = n - 1 = 06 \text{ marches}$.

Volée 2

$H = 187 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} \rightarrow n = 11 \text{ contre marches}$.

- $n = 11 \text{ contre marches}$; **Donc** : $m = n - 1 = 10 \text{ marches}$.

Volée 1

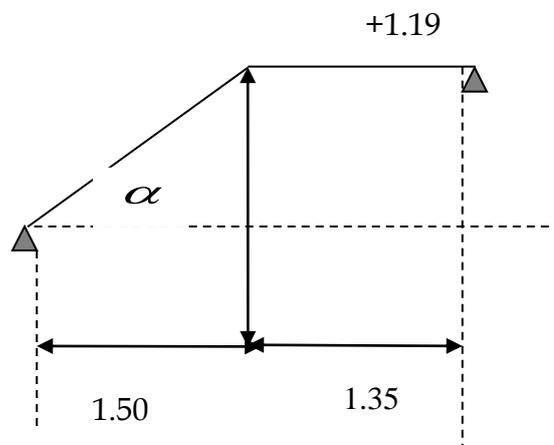


Figure III.2.5 Schéma statique des escaliers étage courant.

Volée 2

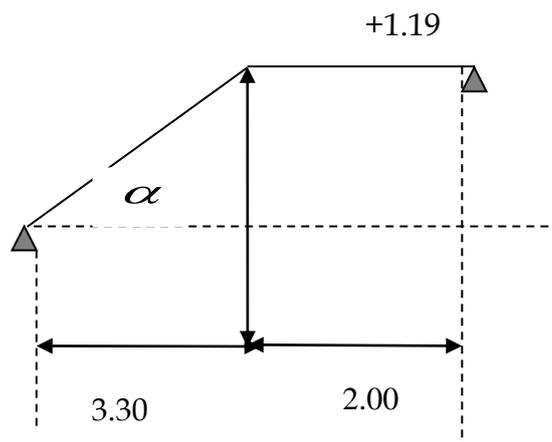


Figure III.2.6 Schéma statique des escaliers étage courant.

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec :

L: longueur totale entre nus d'appuis

▪ **RDC et Etage courant**

1. Volée 1

$$L = L_1 + L_2$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.19}{1.50} = 0.79 \rightarrow \alpha = 42.57^\circ$$

$$L = 1.50 + 1.35 = 2.85$$

$$\text{Donc : } 285 / 30 \leq e_p \leq 285 / 20 \rightarrow 9.50 \leq e_p \leq 14.25$$

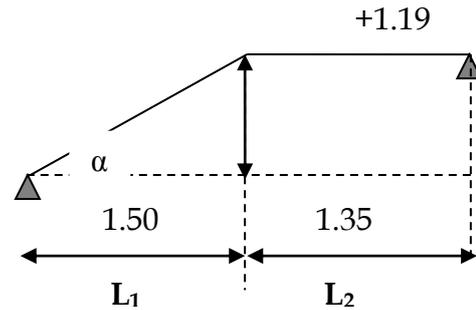


Figure III.2.7

CONCLUSION

Par mesure de sécurité on opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

2. Volée 2

$$L = L_1 + L_2$$

$$L = 3.3 + 2.00 = 5.3$$

$$530 / 30 \leq e_p \leq 530 / 20 \rightarrow 17.66 \leq e_p \leq 26.5 \text{cm}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.87}{3.3} = 0.57 \rightarrow \alpha = 32.98^\circ$$

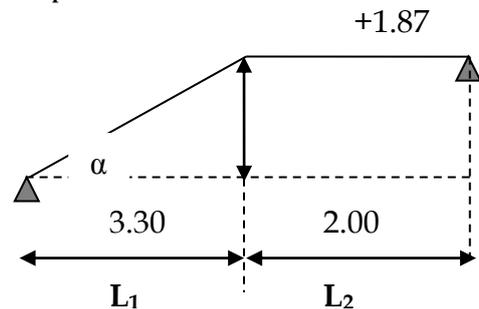


Figure III.2.8

CONCLUSION

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

N.B

On prend la même épaisseur pour le palier

c. Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

A) La volée 1

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17/2 = 2.125 \text{ kN/m}$,
- Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 42.57} \times 0.2 \times 25 = 6.79 \text{ kN/m}$,
- Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,03$)..... $18 \times 1 \times 0,03 = 0,54 \text{ kN/m}$,
- Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,03$) $22 \times 1 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}$,
- Carrelage (2cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}$,
- Poids du garde-corps..... = $0,20 \text{ kN/m}$,
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ kN/m}$.

$$\mathbf{G = 10.92 \text{ KN/m}}$$

B) Le palier1

- Poids propre du palier..... $0,2 \times 1 \times 25 = 5\text{KN/m}$,
- Poids total du revêtement..... $0.54+0.66+0.40+0.2 = 1.3\text{KN/m}$.

$$\mathbf{G=6.3 \text{ KN/m}}$$

C) La volée 2

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17/2 = 2.125 \text{ kN/m}$,
- Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 32.98} \times 0.2 \times 25 = 5.96 \text{ kN/m}$,
- Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,03$)..... $18 \times 1 \times 0,03 = 0,54 \text{ kN/m}$,
- Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,03$) $22 \times 1 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}$,
- Carrelage (2cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}$,
- Poids du garde-corps..... = $0,20 \text{ kN/m}$,
- Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ kN/m}$.

$$\mathbf{G = 10.9 \text{ KN/m}}$$

D) Le palier 2

- Poids propre du palier..... $0,2 \times 1 \times 25 = 5\text{KN/m}$,
- Poids total du revêtement..... $0.54+0.66+0.40+0.2 = 1.3\text{KN/m}$.

$$\mathbf{G=6.3 \text{ KN/m}}$$

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

d. Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée 1:** $q_u^v = 1.35 \times 10.92 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{18.50 \text{ KN/m}}$
- **Palier 1:** $q_u^p = 1.35 \times 6.3 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{12.25 \text{ KN/m}}$.

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

1. Etude de la pailleasse 1

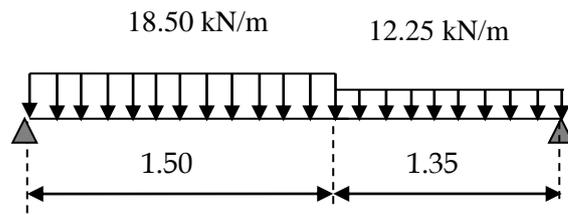


Figure III.2.9 Poutre isostatique a l'ELU

1.a Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 18.5 \times 1.5 + 12.25 \times 1.35 = 44.29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$- R_A \times 2.85 + 18.50 \times 1.50 \times (1.35 + \frac{1.50}{2}) + 12.25 \times 1.35(\frac{1.35}{2}) = 0$$

Donc

$$R_A = 24.36 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.93 \text{ KN.}$$

1.b Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = -\frac{18.50}{2} x^2 + 24.36x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.50 \rightarrow M_z = 57.35 \text{ KN.m}$

$$T_y = -18.50 x + 24.36$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 24.36 \text{ KN.}$
- Pour $x = 1.50 \rightarrow T_y = -3.40 \text{ KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{24.36}{18.50} = 1.32$$

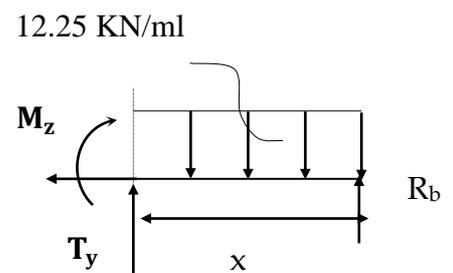
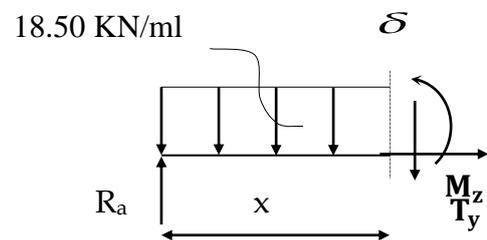
$$\text{En injectant } x = 1.32 \text{ dans } M_z, \text{ on obtient } M_z^{max} = 48.27 \text{ KNm}$$

2^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.125 x^2 + 19.93x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.35 \rightarrow M_z = 15.74 \text{ kNm}$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12.25x - 19.93$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -19.93 \text{ kN}$.
- Pour $x = 1.35 \rightarrow T_y = -3.40 \text{ kN}$.

REMARQUE

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

1. Aux appuis

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 48.27 = -14.48 \text{ KN.m.}$$

2. En travée

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 38.14 = 41.03 \text{ KN.m.}$$

1.c Diagramme des Efforts internes (paillasse 1)

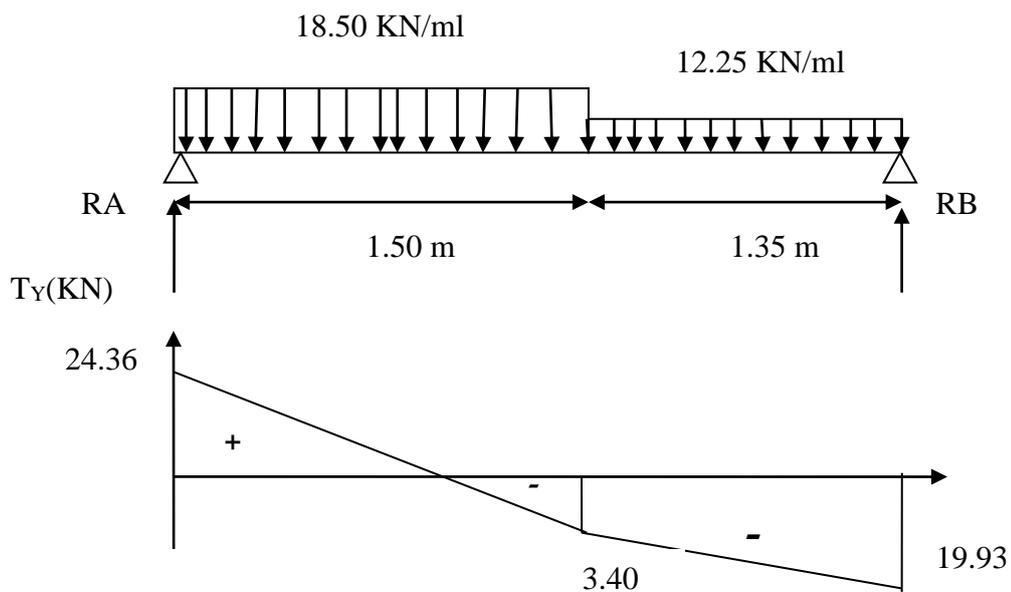


Figure III.2.10 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

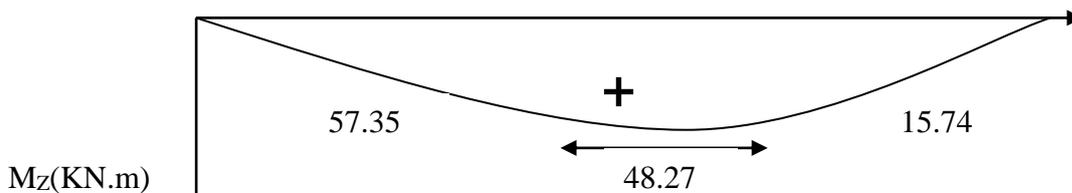


Figure III.2.11 Diagramme des moments de calcul à l'ELU

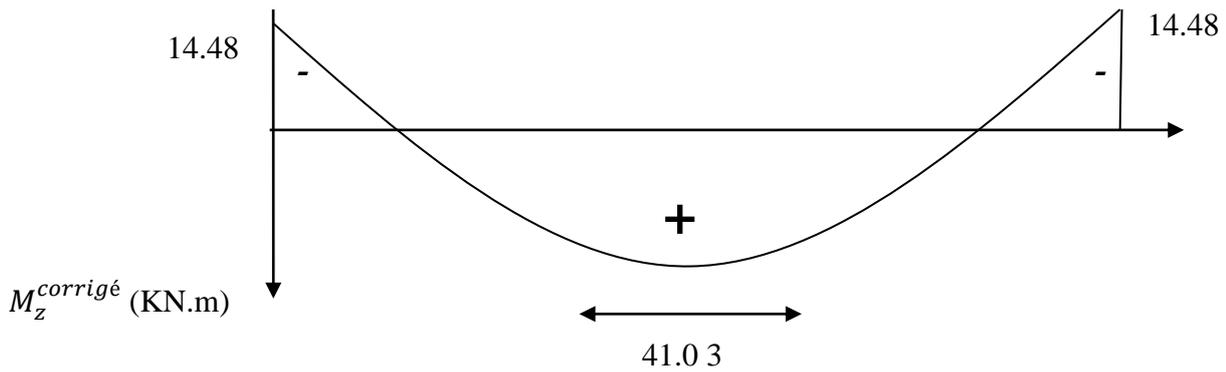


Figure III.2.12 Diagramme des moments corrigés à l'ELU

2. Etude de la pailleasse 2

- Volée 1 : $q_u^v = 3.3 \times 10.9 + 2 \times 2.5 = 40.97 \text{ KN/m}$
- Parlier 1 : $q_u^p = 3.3 \times 6.3 + 2 \times 2.5 = 25.79 \text{ KN/m}$.

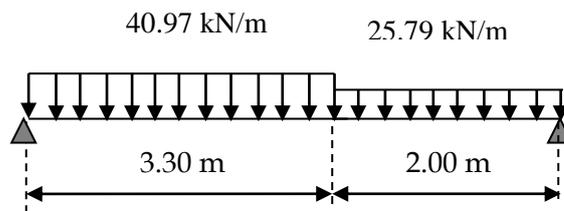


Figure III.2.13 Poutre isostatique a l'ELU

2.a Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 40.97 \times 3.3 + 25.79 \times 2 = 186.78 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$- R_A \times 5.3 + 40.97 \times 3.3 \times \left(2 + \frac{3.3}{2}\right) + 25.79 \times 2 \left(\frac{2}{2}\right) = 0$$

Donc

$$R_A = 102.84 \text{ KN}$$

$$R_B = 83.94 \text{ KN}$$

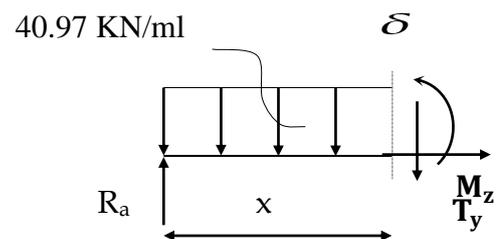
2.b Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = -\frac{40.97}{2} x^2 + 102.84x$$

o Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

o Pour $x = 3.3 \rightarrow M_z = 116.3 \text{ KN.m}$



$$T_y = -40.97x + 102.84$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 102.84 \text{ KN}$.
- Pour $x = 3.3 \rightarrow T_y = -32.36 \text{ KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{102.84}{40.97} = 2.51$$

En injectant $x = 2.51$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 129.10 \text{ KNm}$

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

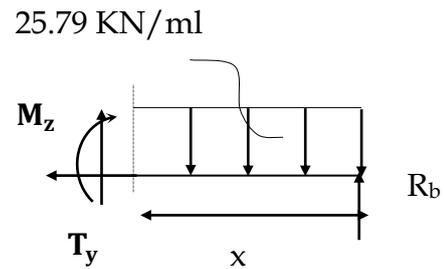
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -12.90x^2 + 83.94x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 2 \rightarrow M_z = 116.3 \text{ kNm}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 25.97x - 83.94$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -83.94 \text{ kN}$.
- Pour $x = 2 \rightarrow T_y = -32.36 \text{ kN}$.



REMARQUE

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

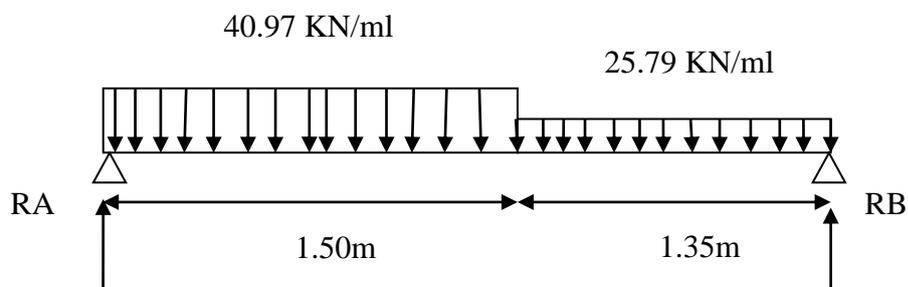
1. Aux appuis

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 129.10 = -38.73 \text{ KN.m.}$$

2. En travée

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 129.1 = 110 \text{ KN.m.}$$

2.c Diagramme des Efforts internes (paillasse 2)



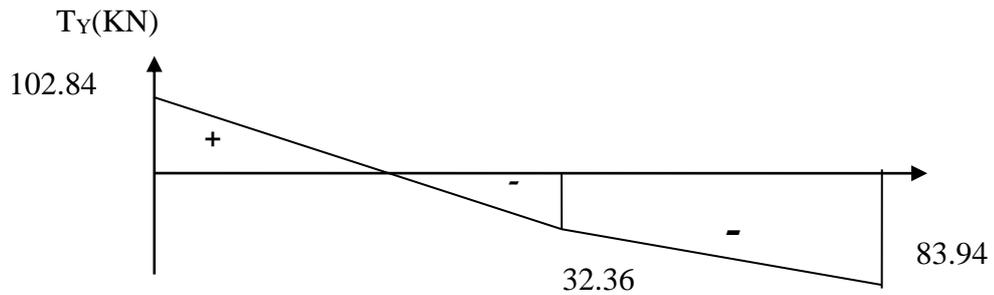


Figure III.2.14 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

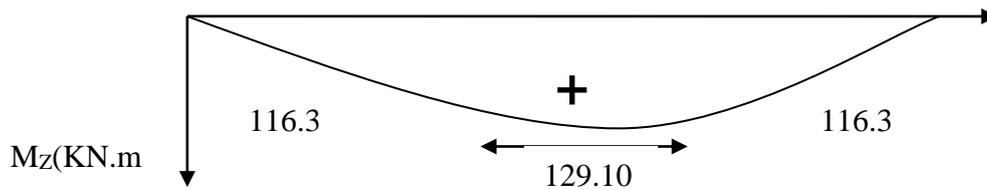


Figure III.2.15 Diagramme des moments de calcul à l'ELU

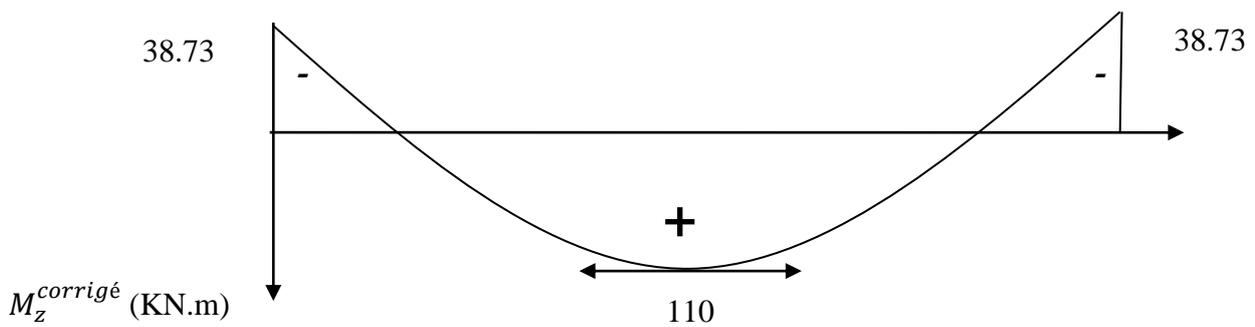


Figure III.2.16 Diagramme des moments corrigés à l'ELU

III.2.1.4 Ferrailage des paillasse 1 et 2

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=20cm$).

a. Ferrailage de la paillasse 1

- Armatures principales

1. En travée

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{41.03 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,09 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{41.03 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,953} = 6.87 \text{ cm}^2 \quad (\text{Avec } \sigma_{st} : \text{contrainte de limite de l'acier tendu})$$

On opte pour **8T12 = 9.04 cm²/ml** ; **Soit 1T12** tous les 15cm.

2. Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.48 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0,03 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{14.48 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,985} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T12 = 4.52 cm²/ml** ; **Soit 1T12** tous les 25cm.

▪ Armatures de répartition

1. En travée

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.04}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10 = 4.68 cm²/ml** ; **Soit 1T10** tous les 15 cm.

2. Aux appuis

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T10 = 3.12 cm²/ml** ; **Soit 1T10** tous les 25 cm.

III.2.1.5 Vérifications à l'ELU

a. Espacement des armatures

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

▪ Armatures principales

$$S_{\text{max}} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

1. **Appuis** : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$, condition vérifiée.

2. **Travée** : $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$, condition vérifiée.

▪ **Armatures de répartition**

$$S_{tmax} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$$

1. **Appuis** : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$, condition vérifiée,

2. **Travée** : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$, condition vérifiée,

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_t = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

$A_a = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b. Contrainte tangentielle (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \} \text{ MPa}$$

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

Calcul de τ_u^{max}

$$V_{\text{max}} = 30.50 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{24.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.14 \text{ MPa} \Leftrightarrow \tau_u = 0.14 \text{ MPa}$$

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

c. Entrainement des barres (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

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

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

$$\mu_i = n \times 2 \pi R = 301.44 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.36 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 301.44} = 0.50 \text{ MPa}$$

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.50 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. 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

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

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la paillasse dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.l_s** pour les aciers H.A, donc : **$L_c = 17 \text{ cm}$** .

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 24.36 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0.30 \text{ MPa}$$

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

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

f. Influence effort tranchant sur armatures (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{24.36.10^3}{348.100} = 0.70 \text{ m}^2; A_{st \text{ adopté}} = 9.05 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

III.2.1.5 Calcul à l'ELS

a. Combinaison de charges à l'ELS

- **Volée** : $q_u^v = 1 \times 10.92 + 1 \times 2.5 = 13.42 \text{ kN/m}$
- **Pilier** : $q_u^p = 1 \times 6.3 + 1 \times 2.5 = 8.8 \text{ kN/m}$

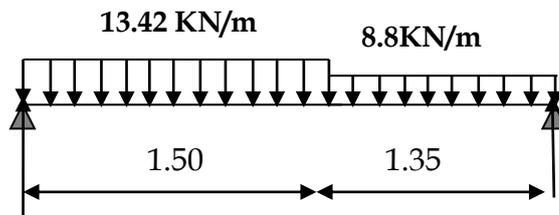


Figure III.2.17 Poutre isostatique a l'ELS

b. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 13.42 \times 1.5 + 8.8 \times 1.35 = 32.01 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0$$

$$R_A \times 2.85 - 13.42 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.35 \right) - 8.8 \times \frac{1.35}{2} \times 1.35 = 0$$

Donc

$$R_A = 17.65 \text{ KN}$$

$$R_B = 14.36 \text{ KN}$$

b.1 Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -6.71x^2 + 17.65x$$

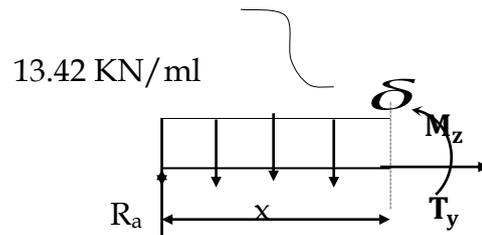
- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.5 \rightarrow M_z = 41.57 \text{ kNm}$

$$T_y = -13.42x + 17.65$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 17.65 \text{ kN}$
- Pour $x = 1.5 \rightarrow T_y = -2.48 \text{ kN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{17.65}{13.42} = 1.32 \text{ m}$

En injectant $x = 1.32$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 35.00 \text{ kNm}$



2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$

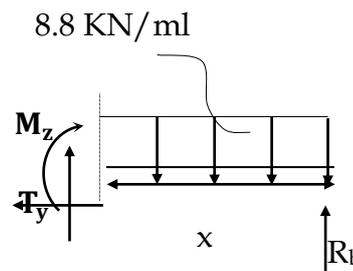
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -4.4x^2 + 14.36x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.35 \rightarrow M_z = 11.36 \text{ kNm}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 8.8x - 14.36$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -14.36 \text{ kN}$.
- Pour $x = 1.35 \rightarrow T_y = -2.48$



REMARQUE

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

1. Aux appuis

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 35 = -10.50 \text{ kNm}$$

2. En travée

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 35 = 29.75 \text{ kNm}$$

b.2 Diagramme des Efforts internes

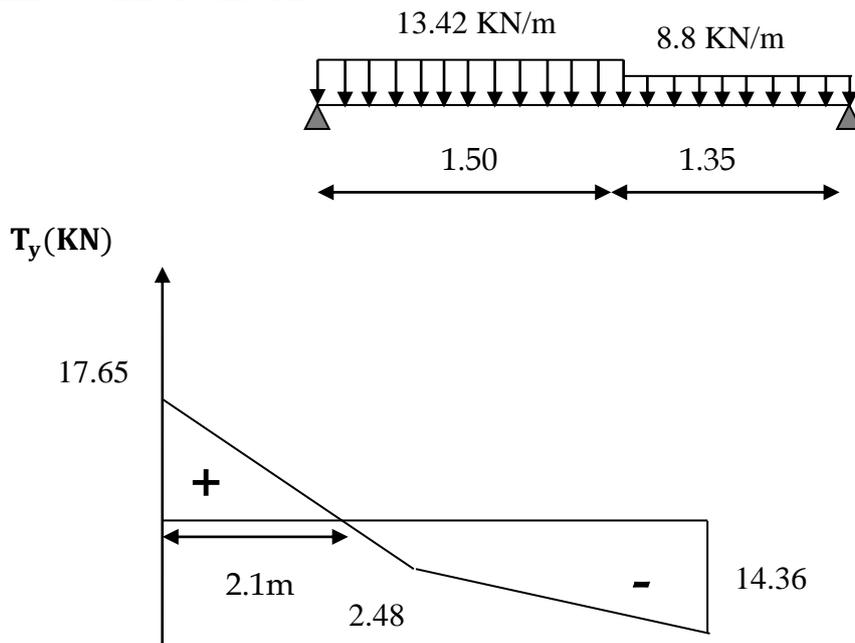


Figure III.2.18 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

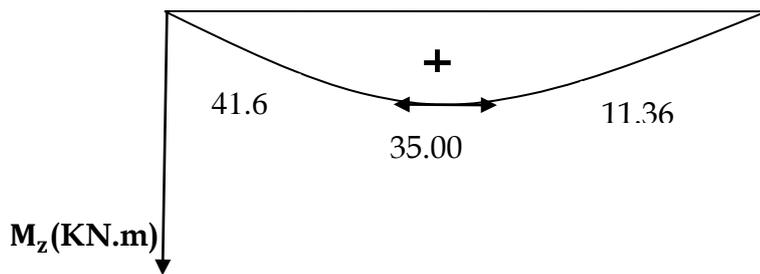


Figure III.2.19 Diagramme des moments de calcul à l'ELS

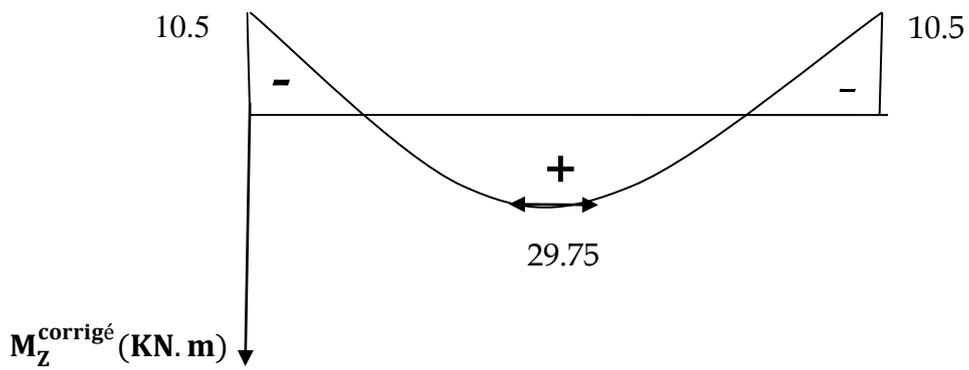


Figure III.2.20 Diagramme des moments corrigés à l'ELU

III.2.1.6 Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b. Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

▪ Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{9.05}{100 \times 18} \times 100 = 0.50$$

$$\rho_1 = 0.50 \Rightarrow k_1 = 31.73 \text{ et } \beta_1 = \frac{0.893}{23.4}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{29.75 \times 10^3}{0.893 \times 18 \times 9.05} = 204.59 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = 204.59 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

▪ Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{204.59}{31.73} = 6.45 ; \sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ mm}$

Avec

\bar{f} : La flèche admissible.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (**Voir chapitre I**)

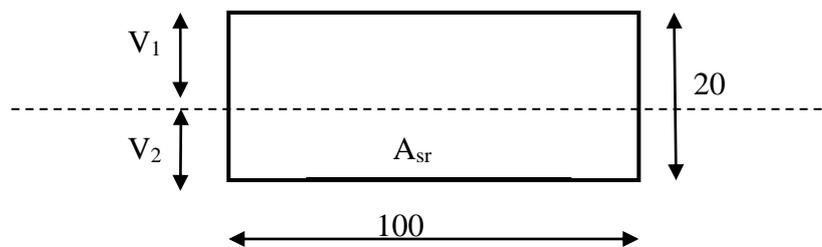
E_v : Module de déformation longitudinale du béton.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



▪ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 9.05$$

$$B_0 = 2135.75 \text{ cm}^2$$

▪ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9.05 \times 18 = 22443.5 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = 22443.5 \text{ cm}^3$$

▪ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{22443.5}{2135.75} = 10.51 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10.51 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.51 = 9.49 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9.49 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (10.51^3 + 9.49^3) \frac{100}{3} + 15 \times 9.05 (9.49 - 2)^2$$

$$I_0 = 74802.45 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{9.05}{100 \times 18} = 0,005$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,005 \times ((2+3))} = 4,2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 161,27 + 2,1} = 0,30$$

$$\mu = 0,30$$

▪ **Calcul de l'inertie fictive I_f**

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 74802,45}{1 + 1,5 \times 0,30} = 56746,70 \text{ cm}^4$$

$$I_f = 56746,70 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul de flèche

$$F = \frac{29.75 \times 10^3 \times 450^2}{10 \times 10819 \times 56746.70} = 0.9 \text{ cm}$$

$$f = 9 \text{ mm.}$$

$f = 9 \text{ mm} = \bar{f} = 9 \text{ mm}$ la condition est vérifiée

III.2.2 CONCLUSION GENERALE

Armature principale

- Aux appuis : 4T12 (St = 25 cm)
- En travée : 8T12 (St = 15 cm)

Armature de répartition

- Aux appuis : 4T8 (St = 25 cm)
- En travée : 6T10 (St = 15 cm)

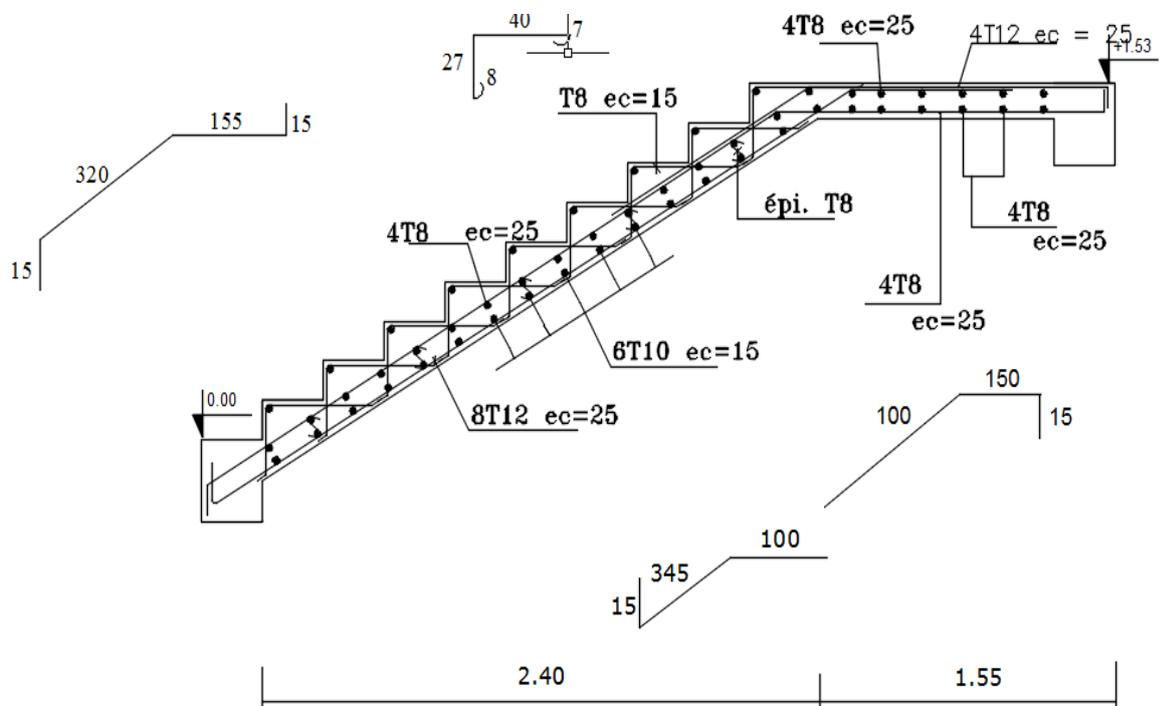


Figure III.2.21 Ferrailage de l'escalier

III.3 CALCUL DES BALCONS

Le bâtiment est constitué d'un seul type de balcons est en dalle pleine.

III.3.1 ETUDE DE LA DALLE PLEINE

Le balcon assimilé a une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher .Il est soumis à des charges permanentes G, au poids du mur extérieure ainsi qu'aux charges d'exploitations. Les dimensionner de la dalle est comme suit :

Largeur $L = 1.50$ m,

Longueur $L = 2.6$ m,

la hauteur du mur extérieur hauteur $h = 2,86$ m, en brique creuse.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est donne sur la figure III.3.1:

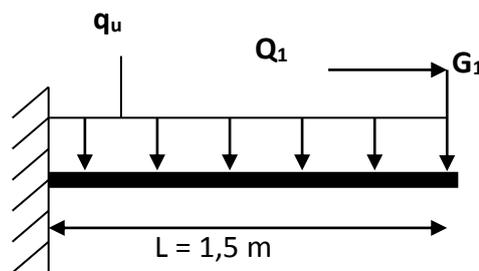


Figure III.3.1 Schéma statique d'un balcon

III.3.2 DIMENSIONNEMENT

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \quad L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } e = 15 \text{ cm}$$

Un garde de corps de hauteur : 1.2 m .

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 ml de longueur dont la section est soumise à la flexion simple.

III.3.3 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

a. Charges permanentes

Tableau III.3.1 Les charges permanentes revenant au balcon

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur(m)	Charge (kN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,03	0,66
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G = 5,75

b. Charge concentrée du mur extérieur (cloison)

Tableau III.3.2 charges concentrées revenant au balcon

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(kN / m ²)
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Lame d'air	5	-	-
④	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
				$G_{me} = 3.08$ (kN/m²)

$$G = 0.54 \times 2 + 2 \times 0.90 + 0.20 = 3.08 \text{ KN/m}^2$$

c. Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ kN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)}$$

III.3.4 COMBINAISONS DE CHARGES

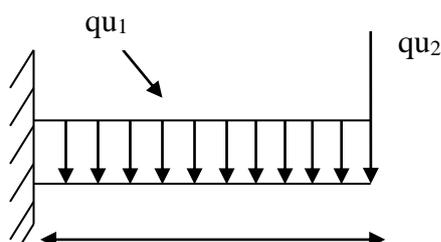


Figure III.3.2 Schéma du chargement à l'ELU

1. À L'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.75 \times 1.5 + 1.5 \times 3.5) = 16.90 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur en brique creuse : $q_{u2} = 1.35 \times 3.08 \times 1.50 = 6.24 \text{ KN/ml}$

2. A L'ELS

$$q_s = G + Q$$

Dalle: $q_{s1} = 5.75 \times 1.5 + 3.5 = 12.13 \text{ kN/ml}$

mur extérieur: $q_{s2} = 4.62 \text{ kN/ml}$

III.3.5 CALCUL A L'ELU

a. Calcul du moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_u + q_{u1} \frac{x^2}{2} + q_{u2} \cdot x = 0.$$

$$\Rightarrow M_u = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_{u2} x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_u = 0$

Pour $x = 1.50 \rightarrow M_u = -16.90 \times 1.5^2 - 6.24 \times 1.5 = -28.37 \text{ kNm}$

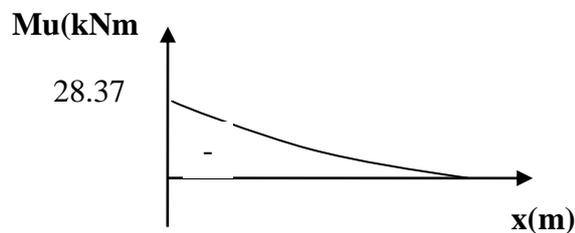


Figure III.3.3 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

b. Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y - q_{u1} \cdot x - q_{u2} = 0$$

$$\Rightarrow T_y = q_{u1} \cdot x + q_{u2}$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = q_{u2} = 6.24 \text{ kN}$

Pour $x = 1.50 \rightarrow T_y = 16.9 \times 1.5 + 6.24 = 31.60 \text{ kN}$

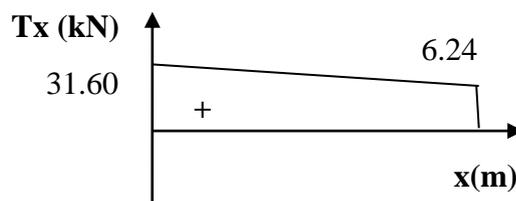


Figure III.3.4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

III.3.6 FERRAILLAGE

- Armatures principales

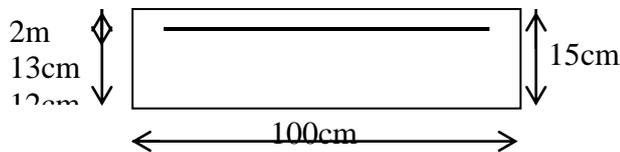
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ la section est simplement armée

$$\mu = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{28.37 \times 10^3}{0.937 \times 13 \times 348} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm² avec : St = 100/8 = 20 cm



- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

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

III.3.7 VERIFICATION A L'ELU

III.3.7.1 Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7.2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91)

On doit vérifier :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

$$\Sigma u_i = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{31,60 \times 10}{0,9 \times 13 \times 26,38} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7.3 Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)

On doit vérifier que

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

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{31,60 \times 10}{100 \times 13} = 0,243 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7.4 Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

Armatures secondaires : $S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

III.3.8 CALCUL A L'ELS

a. Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1,50$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow M_s + q_{s1} \cdot \frac{x^2}{2} + q_{s2} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_s = -q_{s1} \frac{x^2}{2} - q_{s2} \cdot x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_s = 0$

Pour $x = 1,50 \rightarrow M_s = -20,58 \text{ kNm}$

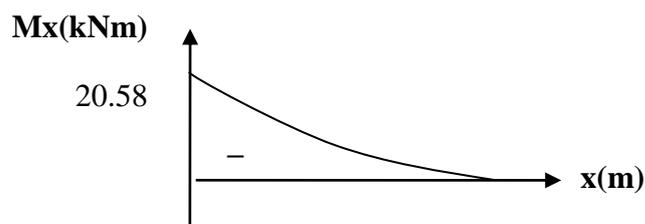


Figure III.3.5 Diagrammes des moments Fléchissant à l'ELS

b. Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_s - q_{s1} \cdot x - q_{s2} = 0 \quad \Rightarrow T_s = q_{s1} x + q_{s2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow T_s = q_{s2} = 4.62 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1.50 \Rightarrow T_s = 12.13 \times 1.5 + 4.62 = 22.82 \text{ kN}$$

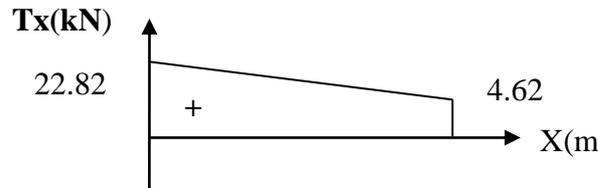


Figure III.3.6 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

III.3.8.1 Vérification des contraintes dans le béton

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

Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2 du BAEL) : Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,
- a nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{28.37}{20.58} = 1.40$$

$$\mu = 0.118 \Rightarrow \alpha = 0.1574 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

III.3.8.2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

Dans ce cas aucune condition n'est à effectuer.

III.3.8.3 Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,10 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée,}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,10 \geq \frac{20.58}{10 \times 20.58} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée,}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 13} = 0,0059 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

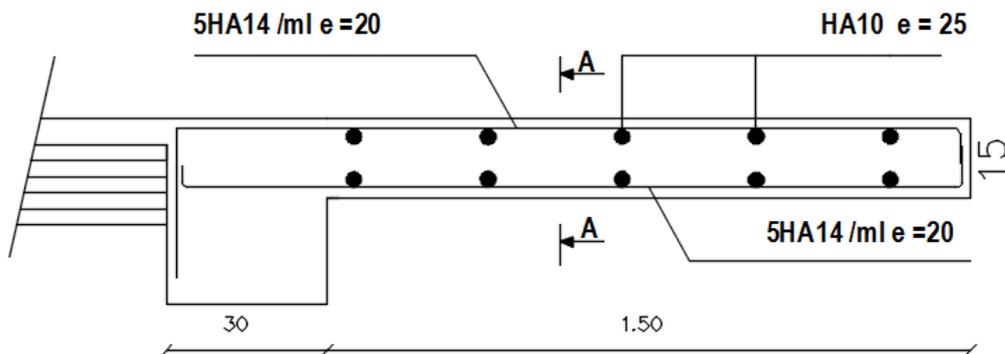
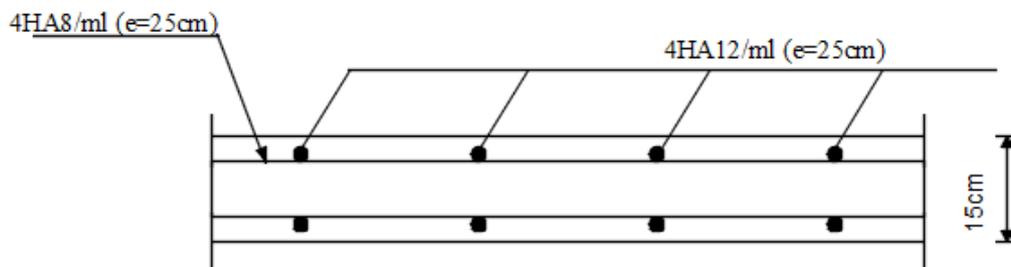


Figure III.3.7 Ferrailage des balcons



Coupe A-A

III.4 ETUDE DE LA SALLE MACHINE

III.4.1 DETERMINATION DES MOMENTS DE FLEXION ET DES EFFORTS TRANCHANTS

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est inférieur à 0,4 ;
- la dalle est uniformément chargée ;

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite portée. On dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

a. La dalle ne porte que dans un seul sens

On est donc ramener à l'étude d'une poutre de section rectangulaire de largeur 1m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .

Pour déterminer les moments à prendre en compte, on pourra, suivant la valeur des charges d'exploitation, utiliser les méthodes données ci-dessus :

$$M_t = \frac{q \cdot l_x^2}{10} = 0,8 M_0 \qquad M_a = -\frac{q \cdot l_x^2}{16} = -0,5 M_0$$

Avec :

q = charge uniformément répartie ;
 l_x = portée dans le sens ox

$$M_0 = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \text{moment pour la dalle sur deux appuis libres.}$$

En général, l'effort tranchant est calculé comme si la dalle reposait sur deux appuis simples, c'est-à-dire sans tenir compte de la continuité.

b. La dalle porte suivant deux sens

Une dalle sera considérée comme portant suivant deux directions si :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0,4 et 1 (on aura donc $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et la dalle est uniformément chargée ;
- la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées l_x et l_y .

Pour une dalle reposant librement sur son pourtour, et supporte une charge uniformément répartie q couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bonde de largeur de 1m, sont données par les formules suivantes :

- Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\delta = \frac{l_x}{l_y}$ et de ν ; on prend $\nu = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS donné par le tableau de BAEL.91.

III.4.1.1 Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non

Soit p la charge totale appliquée au centre de la plaque; les moments engendrés par cette charge se calculent aux moyens d'abaques (obtenus par la méthode de Ritz).

On détermine les côtés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcul les coefficients $\frac{l_x}{l_y}$,

$\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux coefficients M_1 et M_2 qui

permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

$$M_x = (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot p \qquad M_y = (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot p$$

$$\text{A l'ELU :} \qquad M_{xu} = M_1 \cdot p_u \qquad M_{yu} = M_2 \cdot p_u$$

$$\text{A l'ELS :} \qquad M_{xser} = (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \cdot p_{ser} \qquad M_{yser} = (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \cdot p_{ser}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travée, et on calcul les moments sur appuis.

On adopte, en général, les valeurs suivantes pour les planchers et les constructions similaires :

- si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moments en travée : $0,75 \cdot M_x$ ou $0,75 \cdot M_y$

Moments d'encastrement pour les petits et les grands cotés : $0,50 \cdot M_x$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un

encastrement partiel :

- moments en travée : $0,85 \cdot M_x$ ou $0,85 \cdot M_y$
- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,35 \cdot M_x$ (appui de rive)
 $0,50 \cdot M_x$ (autre appui)
- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,50 \cdot M_x$

III.4.1.2 Exemple de calcul

La dalle couvrant la salle machine (ascenseur) de notre bâtiment, est un exemple de calcul de dalle pleine reposant sur quatre cotés partiellement encastrer, d'épaisseur $h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5.00 \text{ cm}$ (règles CBA.93) qu'on prendra $h_0 = 15 \text{ cm}$ la figure ci-dessous donne

a. Les dimensions de la dalle de la salle machine.

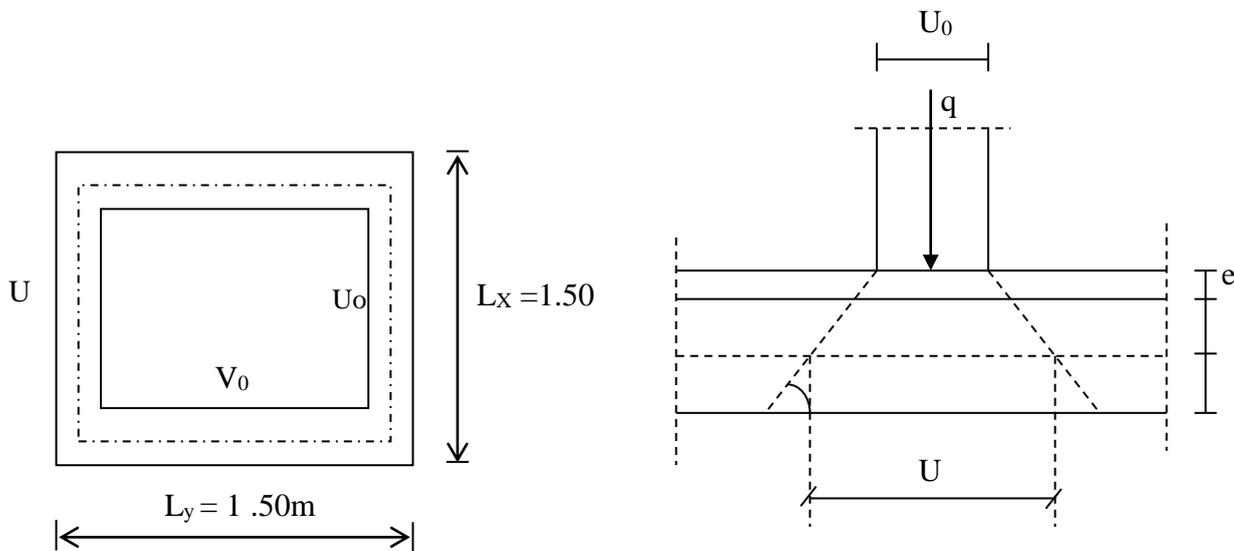


Figure III.4.1 Schéma de la salle machine

$$u = a + K h_1 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = b + K h_1 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,5} = 1$$

On remarque que $0,4 \leq \delta \leq 1$ alors notre dalle est considérée comme portant dans les deux sens, et on

$$a : \frac{u}{l_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \quad \text{et} \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{150} = 0,7$$

b. Détermination de la charge concentrique P

La charge P est déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN / ml}$$

c. Détermination des moments M_1 et M_2

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.} \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{array} \right.$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons

$$M_1 = 0.072$$

$$M_2 = 0.057.$$

On aura donc à l'ELU :

$$M_x^1 = P \times M_1 = 121,5 \times 0,072 = 8.75 \text{ kN.m}$$

$$M_y^1 = P \times M_2 = 121,5 \times 0,057 = 6.93 \text{ kN.m}$$

d. Détermination des moments dus au poids propre de la dalle pleine M_x^2 et M_y^2

$$\text{On a } \delta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{150} = 1 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle à l'ELU

$$- G_d = \gamma_b \times h_0 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$- Q_d = 1 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges

$$q_u = 1,35 G_d + 1,5 Q_d = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ kN/m}^2$$

Ce qui donne comme valeurs des moments

$$* M_x^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0368 \times 6,56 \times (1,5)^2 = 0.54 \text{ kN.m}$$

$$* M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 1.00 \times 0.54 = 0,54 \text{ kN.m}$$

e. Superposition des moments

$$* M_x = M_x^1 + M_x^2 = 8.75 + 0.54 = 9.29 \text{ kN.m}$$

$$* M_y = M_y^1 + M_y^2 = 6.93 + 0,54 = 7.47 \text{ kN.m}$$

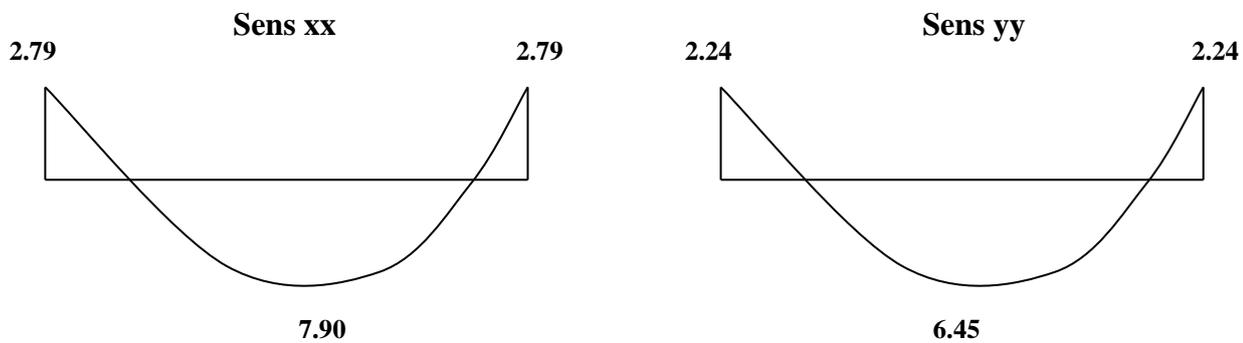
f. Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets

1. SENS l_x

- aux appuis : $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 9.29 = 2.79 \text{ kN.m}$
- en travée : $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 9.29 = 7.90 \text{ kN.m}$

2. SENS l_y

- aux appuis : $M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 7.47 = 2.24 \text{ kN.m}$
- en travée : $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 7.47 = 6.45 \text{ kN.m}$



g. Ferrailage à l'ELU

Figure III.4.2 Les moments dans les 02 sens

1. SENS l_x

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{2.79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,994$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.79 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5H8ml = 2.51 cm² et un espacement $S_t = 20\text{cm}$

En travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7.90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,984$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_t = \frac{7.90 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA8ml = 2.51 cm² et un espacement S_t = 20 cm

2. SENS 1_y

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{2.24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,995$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.24 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA8ml = 2,51 cm² et un espacement S_t = 20 cm

En travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{6.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,985$$

Donc on n'aura pas d'armatures comprimées

$$A_t = \frac{6.45 \times 10^3}{0,9845 \times 13 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA8 ml = 2,51 cm² et un espacement S_t = 20 cm

h. Effort tranchant maximum

$$T_u = \frac{P_u}{3.u} = \frac{121,5}{3 \times 0,8} = 50,625 \text{ kN} \text{ d'où une contrainte tangentielle}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.h} = \frac{50,625 \times 10^3}{1 \times 0,15} = 337500 \text{ N/m}^2$$

$$\tau_u < 0,05.f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

i. Condition de non fragilité

- armatures inférieures

$$A_x \geq \frac{\delta_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \cdot b \cdot h_0}{2} = \frac{0,0008 \times (3 - 1) \times 100 \times 15}{2} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- armatures supérieures

$$A_y \geq \delta_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées avec : $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ cm}^2$

j. Diamètre minimum des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

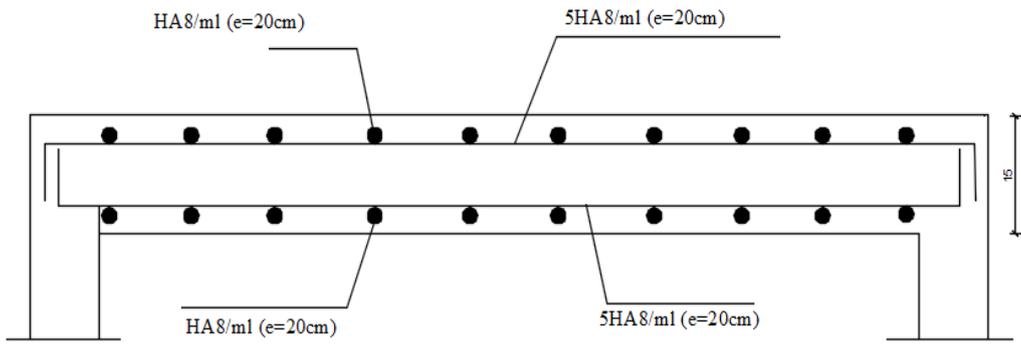
k. Vérification au poinçonnement

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

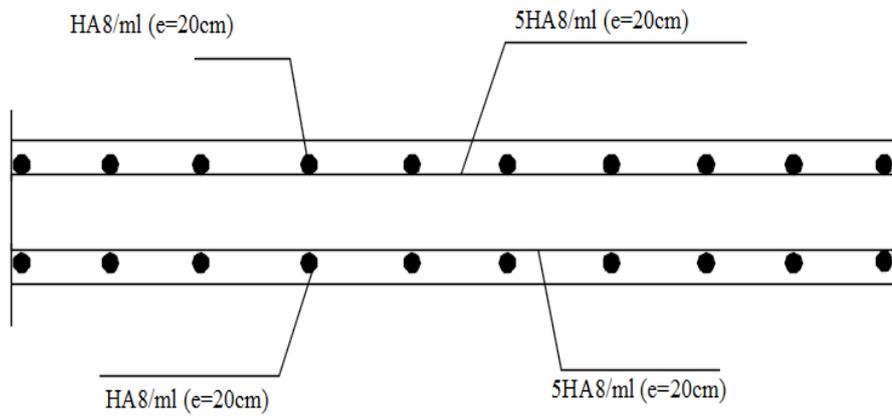
Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$Q_u = 6,563 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



SENS X-X



SENS Y-Y

III.5 CALCUL DES PLANCHERS

III.5.1 CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression est collée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Dans le calcul la poutrelle est coulée comme une poutre en T.

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad 1$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad 2$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} (x) \quad 3$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} (x) \quad 4$$

Avec :

L : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles

L_1 : Longueur de la plus grande travée

x : Distance de la section considère à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : Largeur de la nervure

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression

Application :

$$b_1 \leq 65 - \frac{12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 360 - \frac{30}{10} = 33 \text{ cm}$$

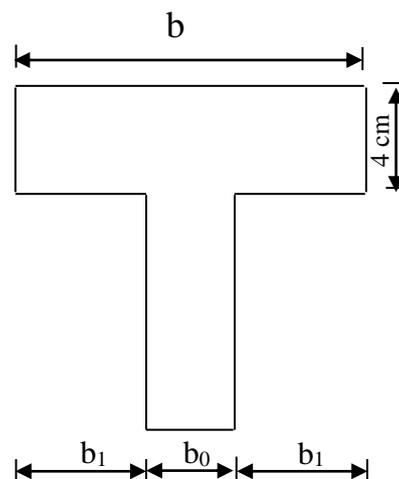
$$b_1 \leq \frac{2}{3} x = \frac{2}{3} \times \frac{330}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} x = \frac{330 + 270}{40} + \frac{2}{3} \frac{330}{2} = 125 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (1. 2 .3.4) \quad b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

D'où

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



III.5.2 CALCUL DES ARMATURES

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{Q \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axes des poutrelles l = 65 cm

Avec un espacement e = 20 cm

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4 = 0,63 cm²

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de e = 20 cm

CONCLUSION

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm

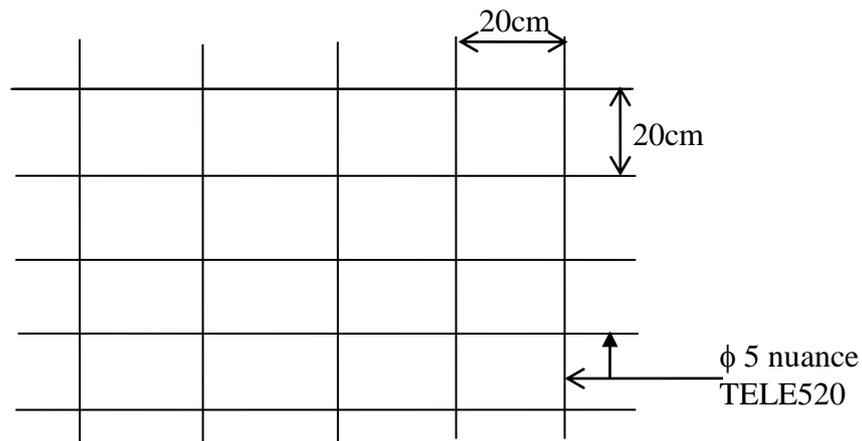


Figure III.5.1 Treillis soudé de 20x20 cm

III.5.3 CALCUL DES POUTRELLES

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du rez-de-chaussée) le calcul se fera en deux étapes

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

Chargement

- Poids propre : $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15 \text{ kN / ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN / ml}$

- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

a. Ferrailage à l'ELU

La combinaison de charge à considérées est :

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

$$q = 1,35(0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ kN/ml}$$

▪ Moment en travée

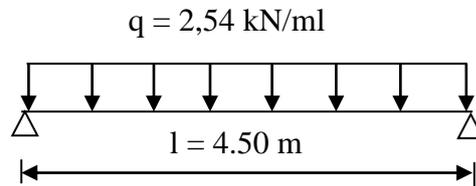
$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,54 \times (4,5)^2}{8} = 6,42 \text{ kNm}$$

▪ Effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,54 \times 4,5}{2} = 5,72 \text{ kN}$$

○ Calcul des armatures

$$\text{Se } \mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,42 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 9,42 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes

- poids du plancher : $G = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

La combinaison de charge

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,85 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,23 \text{ kN/ml}$$

III.6 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

III.6.1 METHODE FORFAITAIRE

III.6.1.1 Condition d'application

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m²

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$$Q = 0.975 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ Condition vérifiée

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.50}{4.50} = 1.00 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

CONCLUSION

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs

III.6.2 PRINCIPE DE LA METHODE (BAEL91 MODIFIE 99 J.P MOUGIN ART 3III4)

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

III.6.3 EXPOSE DE LA METHODE

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en

valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,6 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III.6.4 Application de la méthode

III.6.4.1 CALCUL DU RAPPORT DE CHARGE α

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 4,5} = 0,25$$

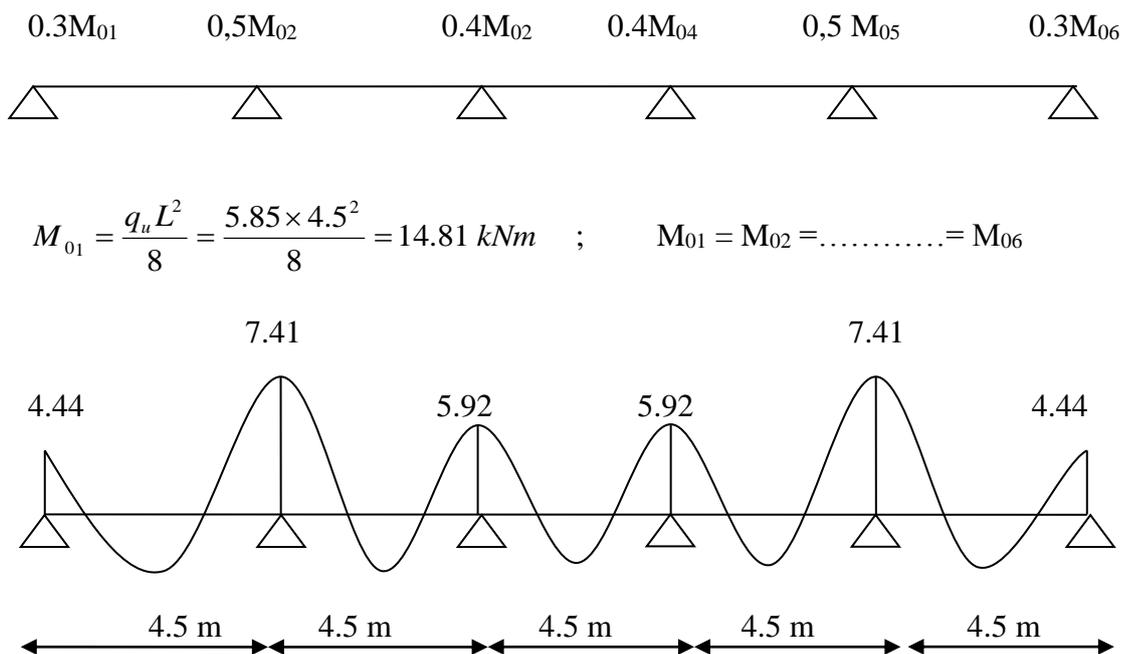


Figure III.5.2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

$$0,3M_{01} = 0,3 \times 14,81 = 4,44 \text{ kN.m}$$

$$0,5M_{01} = 0,5 \times 14,81 = 7,41 \text{ kN.}$$

III.6.4.2 LES EFFORTS TRANCHANTS

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.6.1 Valeur des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w	4.44	7.41	5.92	5.92	7.41
M_e	7.41	5.92	5.92	7.41	4.44
T_w	-13.82	-12.82	-13.16	-13.50	-12.50
T_e	12.50	13.50	13.16	12.82	13.82
M_t	3.51	1.29	2.04	1.29	3.51

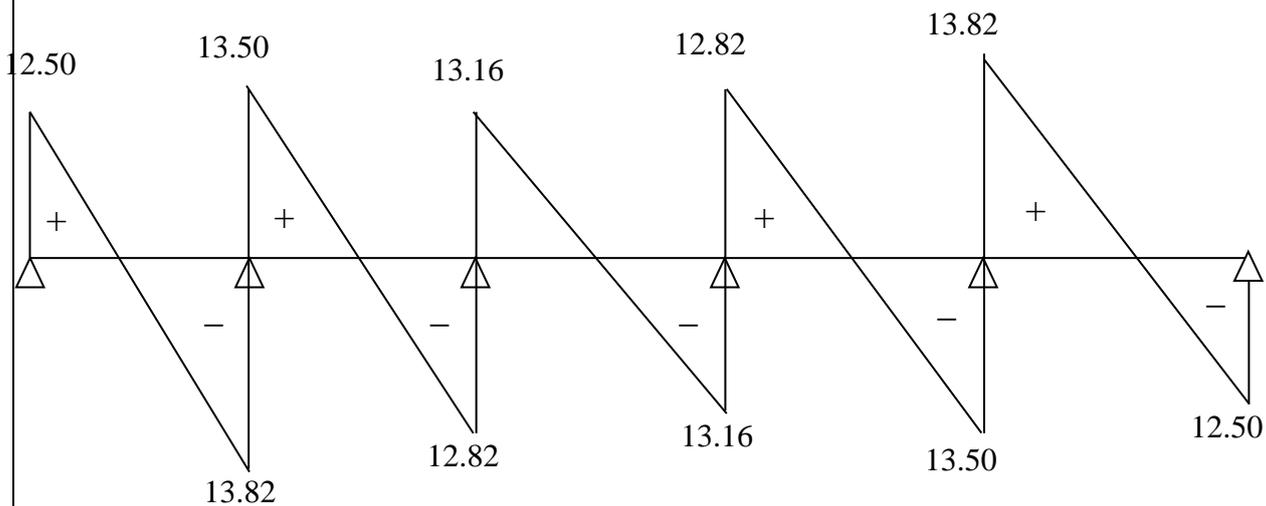


Figure III.5.3 Diagramme des efforts tranchants

III.6.5 FERRAILLAGE A L'ELU

1. En travée

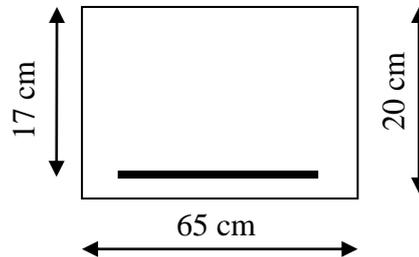
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.51 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.51 \times 10^3}{0,993 \times 17 \times 348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$



2. Aux appuis

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x24) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.41 \times 10^3}{12 \times 17^2 \times 14,2} = 0,15 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,15 \longrightarrow \beta = 0,918$$

$$A_a = \frac{7.41 \times 10^3}{0,918 \times 17 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

III.6.6 VERIFICATION A L'ELU

III.6.6.1 Condition de non fragilité

1. Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 17 \times 2,5}{400} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 17 \times 2,5}{400} = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6.2 Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 13,82 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{13,82 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec :

U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{13,82 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 12 \times \pi} = 2,40 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

III.6.6.4 Ancrage des barres

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

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,10 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 0,4 \times 38.10 = 15.24 \text{ cm}$$

III.6.6.5 Armatures transversales

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; **A.7 .2.12 BAEL 91**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 15,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,41 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,68 - 0,3 \times 2,1) 12} = 175,47 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.7 VERIFICATION A L'ELS

III.6.7.1 Le chargement à l'ELS

$$q_s = G + Q = (3.25 + 0.975)0,65 = 4.23 \text{ kN/ml}$$

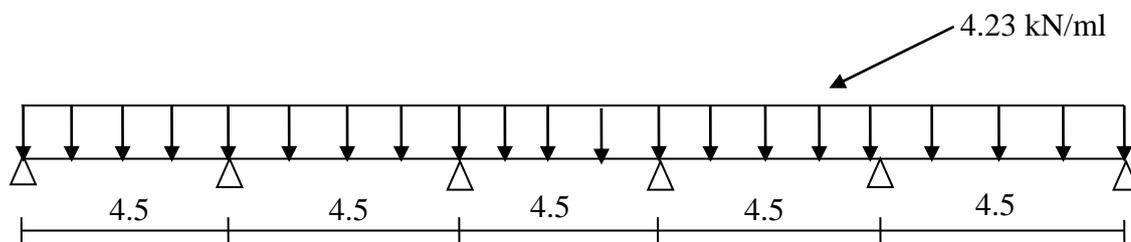


Figure III.5.4 Schéma statique de la poutrelle

$$M_{01} = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{4.23 \times 4.5^2}{8} = 10.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = M_{01}$$

$$\left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{01} = \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,25}{2}\right) 10.71 = 6.83 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{01} = \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,25}{2}\right) 10.71 = 5.75 \text{ kN.m}$$

$$0,3M' = 0,3 \times 10.71 = 3.21 \text{ kN.m}$$

$$0,4M' = 0,4 \times 10.71 = 4.28 \text{ kN.m}$$

$$0,5M' = 0,5 \times 10.71 = 5.35 \text{ kN.m}$$

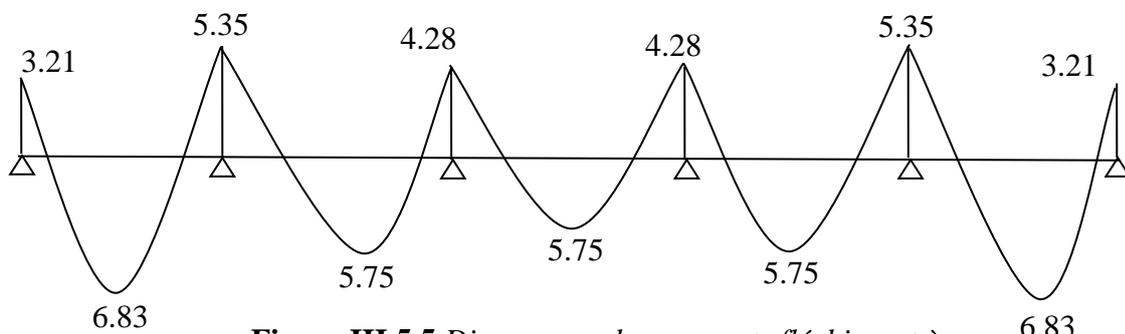


Figure III.5.5 Diagramme des moments fléchissant à

1. Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.6.2 Valeur des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w	3.21	5.35	4.28	4.28	5.35
M_e	5.35	4.28	4.28	5.35	3.21
T_w	-11.66	-8.45	-9.52	-10.60	-7.40
T_e	7.40	10.60	9.52	8.45	11.66
M_t	2.55	0.94	1.47	0.94	2.55

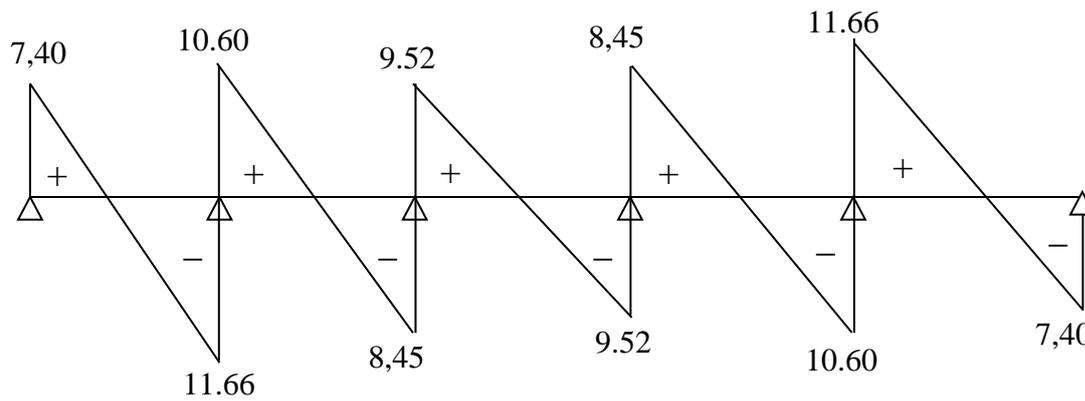


Figure III.5.6 Diagramme des efforts tranchants

III.6.7.2 Vérification à l'état limite de compression

▪ En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 17} = 1,15 \Rightarrow \beta_1 = 0,853 \Rightarrow \alpha_1 = 0,441 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\Rightarrow K = 0,053$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6,83 \times 10^3}{0,853 \times 17 \times 2,36} = 199,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,053 \times 199,11 = 10,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 17} = 1,095 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \Rightarrow \alpha_1 = 0,432 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\Rightarrow K = 0,052$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,35 \times 10^3}{0,856 \times 17 \times 2,26} = 162,67 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,052 \times 162,67 = 8,42 \text{ MPa} <$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

CONCLUSION

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.7.3 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

III.6.7.4 Vérification de l'état limite de déformation

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} - & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ - & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ - & \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \end{aligned}$$

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

III.6.7.5 Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

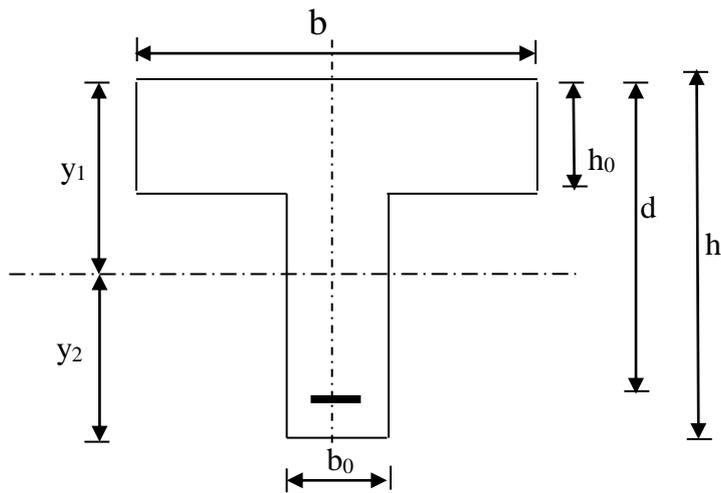
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,867 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 2,346 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 2,346 = 17,654 \text{ cm}$$

$$\text{On aura } I_0 = 29933,59 \text{ cm}^4$$

1. Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 17} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,011} = 1,50$$

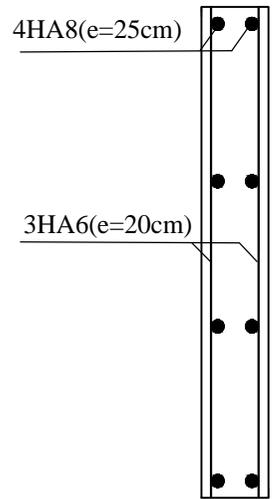
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,66 ; 0 \} = 0,66$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29933,59}{1 + 1,28 \times 0,66} = 17848,52 \text{Cm}^4$$

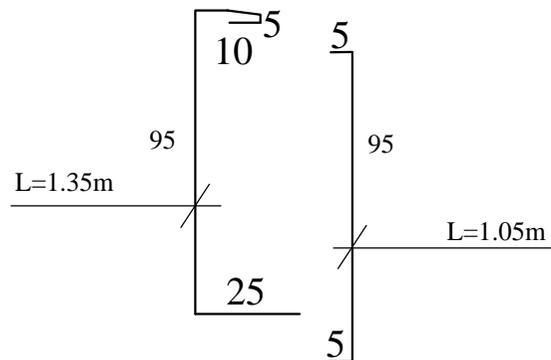
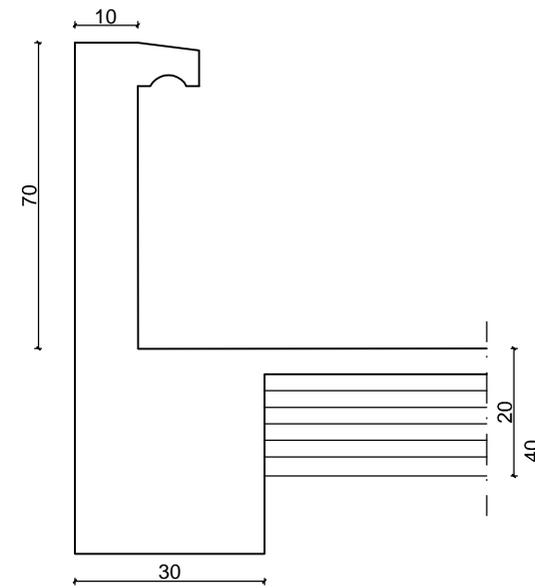
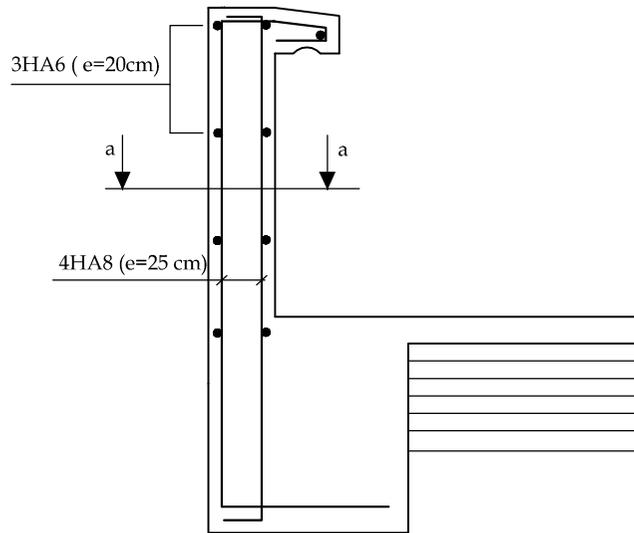
D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

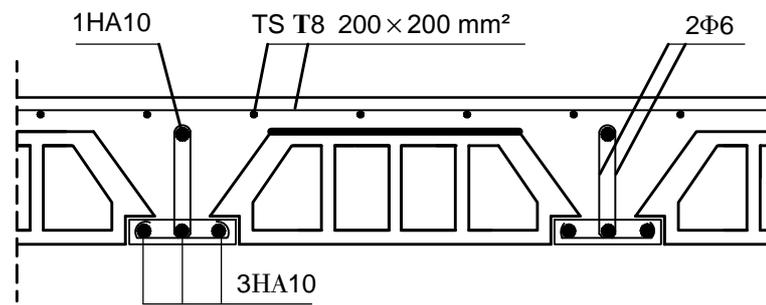
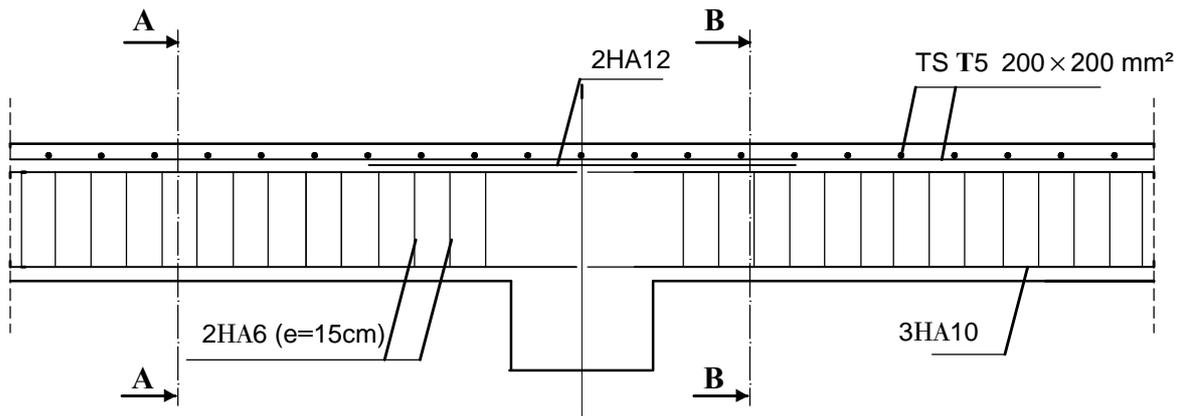
$$f = \frac{2,55 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818,867 \times 17848,52 \times 10^4} = 2,67 < \bar{f} = 6,6 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$



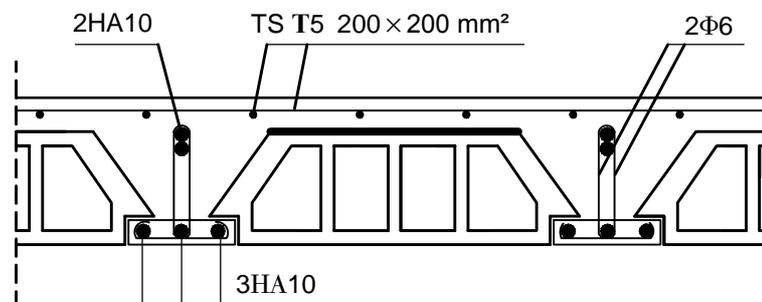
Coupe a-a



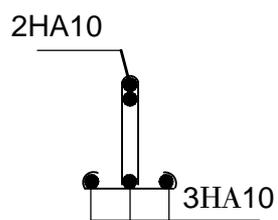
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol			
Melle: FETTIS FAZIA	Plan de coffrage et ferailage de l'acrotère		2016/2017
Melle: BOUDHANE KAHINA			
Mr : A. BOUHERAOUA			



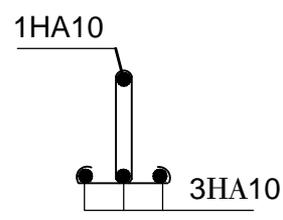
ferailage des poutrelles en travée



ferailage des poutrelles en appuis



ferailage en appuis



ferailage en travée

CHAPITRE IV**ETUDE DU CONTREVENTEMENT****IV.1 INTRODUCTION**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

IV.2 ETUDE DES REFENDS

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins

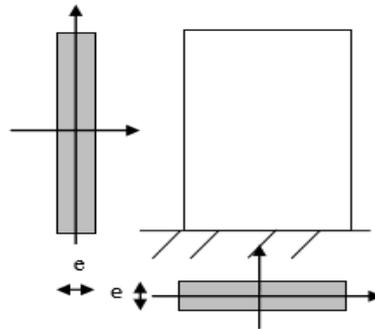
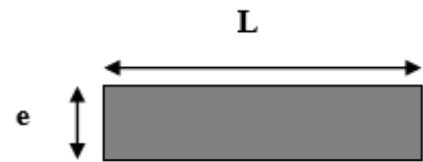


Figure IV.2.1 Vue en plan et en coupe des refends.

a. Calcul des inerties

a.1 Refends longitudinaux

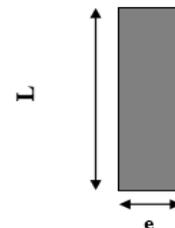
$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y .

b.2 Refends transversaux

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x .

▪ **Inertie des voiles longitudinaux**

voiles	L(m)	e (m)	I _y (m ⁴)	Nbr de v	I _{yTOT}
VL ₁	4,5	0,20	1,51	3	4,53
VL ₂	1,65	0,20	0,075	1	0,075
			I _y = 4,605 m ⁴		

▪ **Inertie des voiles transversaux**

voiles	L(m)	e (m)	I _x (m ⁴)	Nbr de v	I _{xTOT}
VT ₁	5	0,20	2,08	3	6.24
VT ₂	3,65	0,20	0,81	1	0,81
VT ₄	3,35	0,20	0,63	1	0,63
VT ₅	2.35	0,20	0,22	1	0,22
VT ₆	3,15	0,20	0,52	1	0,52
			I _x = 8.42 m ⁴		

IV.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES PORTIQUES

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

Poteau: $k_p = \frac{I_p}{h_c}$ I_p : Moment d'inertie du poteau.

h_c : Hauteur calculée du poteau ($h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot} \leq h_0$)

Poutre : $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$ I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

L_c : Longueur calculée de la poutre ($L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout} \leq L_0$)

\bar{L} : longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : Hauteur entre nue des appuis.

e_{pot} : épaisseur de poteau.

h_{pout} : épaisseur de la poutre.

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

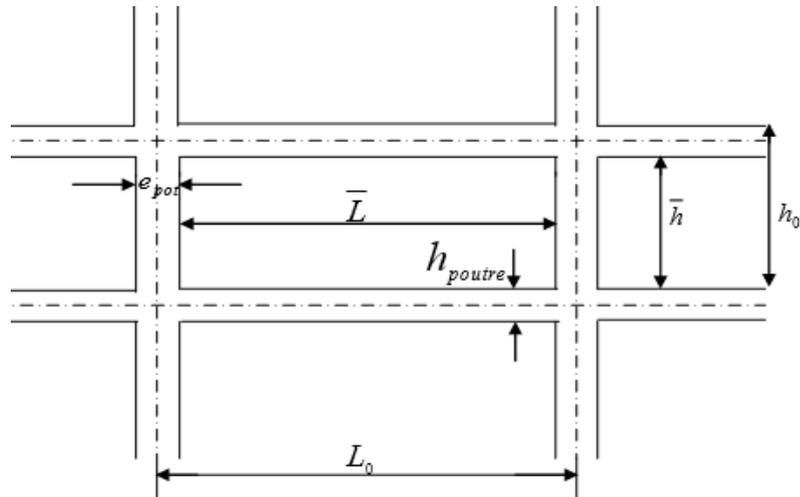


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

- Rigidités linéaires des poteaux

1. Sens longitudinal

- a. Les poteaux

niveaux	poteaux	$\bar{h}(\text{cm})$	$e_{pot}(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$I_{pot}(\text{cm}^4)$	$K_{pot}(\text{cm}^3)$
S/SOL	45x45	349	45	371,5	341718,75	919.84
RDC	45X45	261	45	283,5	341718,75	1205.36
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} niveau	40x40	261	40	281	213333,33	759.19
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	35x35	261	35	278.5	125052,08	449.02

b. Les poutres

niveaux	Travées	L ₀ (cm)	e _p (cm)	$\overline{L}(cm)$	h _{pout}	L _c (cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)
Du S/SOL au RDC	a-b	150	25	127.5	40	147,5	133333,33	903,95
	b-c	450		405		425		313,72
	c-d	450		405		425		313,72
	d-e	450		405		425		313,72
	e-f	450		405		452		313,72
	f-g	450		405		425		313,72
	g-h	165		142.5		162.5		820.51
Du 1^{er} au 3^{ème}	a-b	150	25	130	40	150	133333,33	888,88
	b-c	450		410		430		310,07
	c-d	450		410		430		310,07
	d-e	450		410		430		310,07
	e-f	450		410		430		310,07
	f-g	450		410		430		310,07
	g-h	165		145		165		808,08
Du 4^{ème} au 6^{ème}	a-b	150	25	132.5	40	152.5	133333,33	874.32
	b-c	450		415		435		306,51
	c-d	450		415		435		306,51
	d-e	450		415		435		306,51
	e-f	450		415		435		306,51
	f-g	450		415		435		306,51
	g-h	165		147.5		167.5		796.02

2. Sens transversal

a. Les Poteaux

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ⁴)
S/SOL	45x45	349	45	371,5	341718,75	919.84
RDC	45x45	261	45	283,5	341718,75	1205.36
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	40x40	261	40	281	213333,33	759.19
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	35x35	261	35	278.5	125052,08	449.02

b. Les Poutres

niveaux	Travées	L_0 (cm)	e_p (cm)	\bar{L} (cm)	h_{pout}	L_c (cm)	I_{pout} (cm ⁴)	K_{pout} (cm ³)
Du S/SOL au RDC	1-2	170	30	147.5	45	170	227812.5	1340.07
	2-3	500		455		477.5		1283.45
	3-4	500		455		477.5		1283.45
	4-5	500		455		477.5		1283.45
	5-6	170		147.5		168		1356.03
Du 1 ^{er} Au 3^{ème}	1-2	170	30	150	45	172.5	227812.5	1320.65
	2-3	500		460		482.5		472.15
	3-4	500		460		482.5		472.15
	4-5	500		460		482.5		472.15
	5-6	170		150		172.5		1320.65
Du 4^{ème} au 6^{ème}	1-2	170	30	135	45	157.5	227812.5	1298.08
	2-3	500		465		487.5		467.37
	3-4	500		465		487.5		467.37
	4-5	500		465		487.5		467.37
	5-6	170		135		157.5		1446.43

IV.4 INTERACTION VOILES-PORTIQUES

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à $1[m^4]$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

1. Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires »

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci-dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

s_i : Surface du trapèze

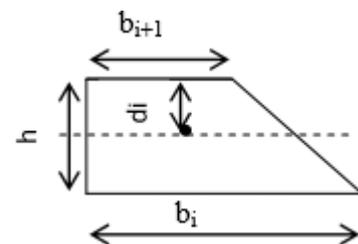
d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$



2. Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	di (m ²)	Si (m)	Si× di	∑ Si× di = EI fi
6	3,06	3,06	0	2,04	4,682	9,551	4758,68
5	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,43	4749,13
4	3,06	18,36	9,18	1,7	42,136	71,631	4715,7
3	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,909	124,161	4644,069
2	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,017	4519,908
1	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,2	4328,891
RDC	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,741	4056,691
S/SOL	4,29	110,16	85,68	1,594	299,635	477,62	3688,95

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{S_1 \times d_1}{EI} = \frac{3688,95}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent

IV.5 CALCUL DES DEPLACEMENTS DES PORTIQUES

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K P_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

θ_n, θ_{n-1} : Rotation d'étage.

n : étage

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1er niveau

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n + 2 \sum K P_n}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n}$$

$K t_n$: Raideur des poutres par niveau.

$K p_n$: Raideur des poteaux par niveau

$M_n = T_n \times h_n$ en (KN.m)

IV.6 INERTIE FICTIVE DES PORTIQUES

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

NIV	H	$\sum K_{tn}$ $\times 10^{-3}$	$\sum K_p$ $\times 10^{-3}$	M_n	M_{n-1}	$E\theta_n$	$E\theta_{n-1}$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EI fi	I_{eiy}
6	3,06	3.20	2.70	3,06	0	39.84	0	114.36	349.94	20433.94	4758,681	0.25
5	3,06			6,12	3,06	119.53	39.84	268.57	821.82	20084	4749,13	0.28
4	3,06			9,18	6,12	199.22	159.37	462.63	1415.65	19262.18	4715.7	0.39
3	3,06	3.24	4.55	12,24	9,18	275.46	358.59	541.20	1656.07	17846.53	4644,069	0.35
2	3,06			15,3	12,24	354.17	634.05	774.33	2369.45	16190.46	4519,908	0.48
1	3,06			18,36	15,3	432.87	988.22	1046.80	3203.21	13821.00	4328.891	0.50
RDC	3,06	3.29	7.23	21,42	18,36	503.80	1421.09	1209.33	3700.56	10617.8	4056,691	0.62
S/Sole	4,29			5.52	25,71	21.42	523.67	1924.89	1612.41	6917.24	6917.24	3688.95

$I_{eiy_{moy}} = 0.505$

Avec :

$$\sum k_{tn} = \sum \frac{I_{poutre}}{L} \quad \text{ET} \quad \sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$$

NIV	H	$\sum K_{tn}$ $\times 10^{-3}$	$\sum K_p$ $\times 10^{-3}$	M_n	M_{n-1}	$E\theta_n$	$E\theta_{n-1}$	$E\psi_n$	$E\Delta i$	$\sum E\Delta i$	EI_{fi}	I_{eiy}
6	3,06	4.15	2.70	3,06	0	30.72	0	94.44	288.98	6726.95	4758,681	0.70
5	3,06			6,12	3,06	92.17	30.72	188.89	578.00	6437.97	4749,13	0.74
4	3,06			4.55	9,18	6,12	153.61	122.89	283.33	866.99	5859.97	4715.7
3	3,06	12,24	9,18		219.83	276.5	224.18	685.99	4992.98	4644,069	0.93	
2	3,06	4.06	15,3		12,24	282.64	496.33	280.22	857.47	4306.99	4519,908	1.05
1	3,06		18,36	15,3	345.44	778.97	336.26	1028.96	3449.52	4328.891	1.25	
RDC	3,06	6.55	7.23	21,42	18,36	253.05	1124.41	246.89	755.48	2420.56	4056,691	1.68
S/Sole	4,29		5.52	25,71	21,42	280.14	1377.46	388.13	1665.08	1665.08	3688.95	2.22
											$I_{eiy_{moy}} = 1.17$	

IV.7 INTERPRETATION DES RESULTATS

Comparaison des inerties des voiles et des portiques

- Sens longitudinal

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
portiques	0.505	11.06
Voiles	4.06	88.94
Portiques+voiles	4.565	100

- Sens transversal

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
portiques	1.17	12
Voiles	8.42	88
Portiques+voiles	9.59	100

IV. CONCLUSION

Le contreventement doit donc être assuré par les voiles.

D'où le coefficient de comportement $R = 4$ (**tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003**)

CHAPITRE V**VERIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-AVIS L’RPA****V.1 MODELISATION****V.1.1 INTRODUCTION**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V.1.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.3 ETAPES DE MODELISATION

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003 qui dépend de :

- Coefficient d’accélération de zone A

Zone sismique : IIa	}	A= 0,15
Groupe d’usage : 2		
- Coefficient de comportement $R = 4$ (portique contreventé par voiles)
- Coefficient d’amortissement $\xi = 8,5\%$ SITE : 2 (ferme)
- Le facteur de qualité
- Définition de la charge sismique E ;
- Chargement des éléments ;
- Introduction des combinaisons d’actions ;
- Combinaisons aux états limites :
 - o ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - o ELS : $G + Q$
- Combinaisons accidentelle du RPA
 - o GQE : $G + Q + E$
 - o 08GE : $0.8G + E$
- Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats

V.2 VERIFICATION DES CONDITIONS DU RPA

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

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.

V.2.1 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d’analyse modale spectrale.
- La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.2 LA METHODE MODALE SPECTRALE

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

▪ Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Tableau V.1 participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,691359	71,931	0,0922	0	71,931	0,0922	0
2	0,540367	0,0125	57,6473	0	71,9435	57,7395	0
3	0,492296	0,2626	13,9962	0	72,2061	71,7358	0
4	0,162204	19,0643	0,001	0	91,2704	71,7368	0
5	0,128729	0,004	10,9684	0	91,2745	82,7052	0
6	0,112393	0,0033	8,5973	0	91,2777	91,3025	0
7	0,071291	5,8471	0,0004	0	97,1248	91,3029	0
8	0,057191	0,0082	3,2087	0	97,133	94,5115	0
9	0,050007	0,0063	1,7847	0	97,1393	96,2962	0
10	0,047138	0	0,4289	0	97,1394	96,7251	0
11	0,045465	0,0014	0,0023	0	97,1408	96,7274	0
12	0,044679	0,0131	0,2098	0	97,1539	96,9372	0
13	0,044255	0,0006	0,0482	0	97,1545	96,9854	0
14	0,043979	1,9908	0,0039	0	99,1454	96,9893	0
15	0,043885	0,0002	0	0	99,1456	96,9893	0
16	0,043704	0	0,0018	0	99,1456	96,9911	0
17	0,043608	0	0,0001	0	99,1456	96,9913	0
18	0,042598	0,0005	0,0001	0	99,1461	96,9913	0
19	0,04179	0,0004	0,0001	0	99,1465	96,9914	0
20	0,041261	0,0101	0,0065	0	99,1566	96,9979	0
21	0,040988	0,0028	0,0007	0	99,1593	96,9985	0
22	0,040877	0,0019	0,0007	0	99,1612	96,9992	0
23	0,040871	0,0005	0,0051	0	99,1617	97,0043	0
24	0,040824	0,0009	0,0001	0	99,1625	97,0044	0

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 4 ($91,2704 \geq 90\%$).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 6 ($91,3025 \geq 90\%$).

▪ Vérification des déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit

$$\delta K = R \times \delta eK$$

Avec

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V.2 Déplacements relatifs sous l’action E_x et E_y

Story	$\delta_x(m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	$\delta_y (m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%h(m)	condition
ETG 6	0,0165	0,0023	0,0143	0,002	0,03	CV
ETG 5	0,0142	0,0025	0,0123	0,0021	0,03	CV
ETG 4	0,0117	0,023	0,0102	0,0021	0,03	CV
ETG 3	0,0094	0,0024	0,0081	0,002	0,03	CV
ETG 2	0,0068	0,0022	0,0061	0,002	0,03	CV
ETG 1	0,0046	0,0019	0,0041	0,0017	0,03	CV
RDC	0,0027	0,0016	0,0024	0,0014	0,03	CV
SOUS SOL	0,0011	0,0011	0,001	0,001	0,04	CV

▪ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec

f: la flèche admissible.

h_t: la hauteur totale du bâtiment.

1. Suivant Ex

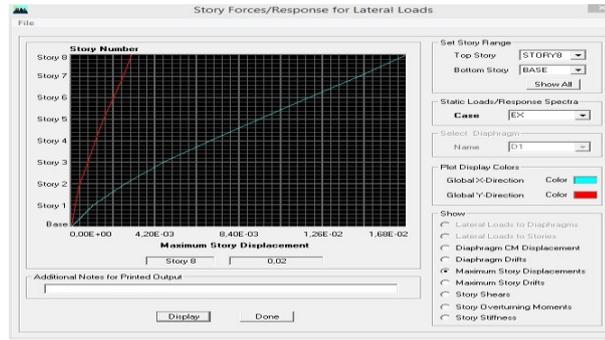


Figure V.1 Déplacement maximal dans le sens (xx)

$$\delta_{Max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{25,71}{500} = 0,051\text{m CV}$$

2. Suivant Ey

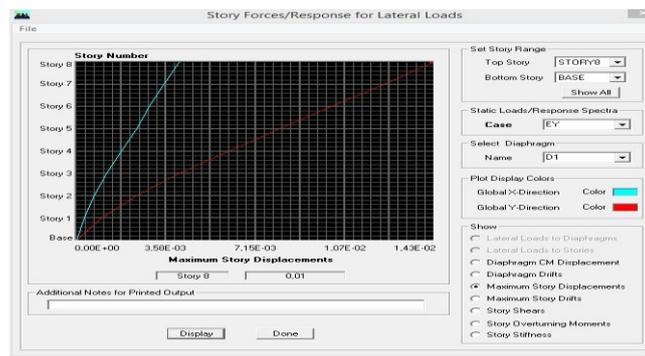


Figure V.2 Déplacement maximal dans le sens (yy)

$$\delta_{Max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{25,71}{500} = 0,051\text{m CV}$$

▪ Vérification de l’excentricité

D’après leRPA99/version 2003 (article4.3.7)

On doit vérifier que : $| C_m - C_R | \leq 5\% L$

1. Sens x-x

Tableau V.3 vérification de l’excentricité suivant x-x

Story	Diaphragme	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	5% L _x	condition
SOUS SOL	DA1	13,648	12,311	1,237	1,282	CV
RDC	DA2	13,371	12,317	1,054	1,282	CV
ETG 1	DA3	13,373	12,432	0,941	1,282	CV
ETG 2	DA4	13,373	12,589	0,784	1,282	CV
ETG 3	DA5	13,374	12,746	0,628	1,282	CV
ETG 4	DA6	13,375	12,888	0,487	1,282	CV
ETG 5	DA7	13,375	13,008	0,367	1,282	CV
ETG 6	DA8	13,329	13,101	0,228	1,282	CV

1. Sens y-y

Tableau V.4 vérification de l’excentricité suivant y-y

Story	Diaphragme	Y _{CM}	Y _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5% L _y	condition
SOUS SOL	DA1	9,766	9,984	0,218	0,92	CV
RDC	DA2	9,436	9,05	0,386	0,92	CV
ETG 1	DA3	9,435	9,045	0,39	0,92	CV
ETG 2	DA4	9,435	8,983	0,452	0,92	CV
ETG 3	DA5	9,434	8,905	0,438	0,92	CV
ETG 4	DA6	9,433	8,835	0,598	0,92	CV
ETG 5	DA7	9,433	8,779	0,654	0,92	CV
ETG 6	DA8	9,289	8,741	0,548	0,92	CV

- Vérification de l’effort tranchant à la base

Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec

- Calcul du facteur de qualité « Q »

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Tableau V.5 facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y)

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	OUI	0
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	OUI	0
4. régularité en élévation.	OUI	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l’exécution	OUI	0
Q= 1		

○ **Facteur d’amplification dynamique moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

T₂: Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme(S₂) ⇒ T₂ = 0.4s.

η: Facteur de correction d’amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ(%): est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l’importance des remplissages.(Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

D’où : $\xi = 8,5\% \Rightarrow \eta = 0.81 \geq 0,7$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_T = 0,05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

1. Sens x-x

$L_x = 25,65\text{m}$

$T = 0,05 \times 25,65^{3/4} = 0,57 \text{ s}$

$T = \frac{0,09 \times 25,65}{\sqrt{25,65}} = 0,45 \text{ s}$

$T = \min(0,57 ; 0,45) = 0,45 \text{ s}$

On a: $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,4}{0,45}\right)^2 = 1,87$

2. Sens y-y

$L_y = 18,4\text{m}$

$T = 0,05 \times 18,4^{3/4} = 0,44 \text{ s}$

$T = \frac{0,09 \times 18,4}{\sqrt{18,4}} = 0,38\text{s}$

$T = \min(0,44 ; 0,38) = 0,38 \text{ s}$

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,81 = 2,025$

	Sens x-x :	Sens y-y :
A	0,15	0,15
R	4	4
Q	1	1
D	1,87	2,025
W	34955,64 KN	34955,64 KN

o **Calcul de l’effort tranchant à la base**

Sens	V calculé (KN)	0.8 x V calculé	V _{ETABS}	condition
x-x	2451,26	1961	2389,64	CV
y-y	2654,26	2123,40	2753,15	CV

▪ Vérification de l'effet P-Delta

L’effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l’action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec

- P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau K.
- V_k : effort tranchant d’étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».
- h_k : hauteur de l’étage «K».

1. Sens x-x

Tableau V.7 Justification vis A vis de l’effet P- Δ sens x-x

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}
ETG 6	4619,74	3,06	0,0023	655,64	0,0052
ETG 5	8887,53	3,06	0,0025	1106,21	0,0065
ETG 4	13155,33	3,06	0,0023	1439,61	0,0068
ETG 3	17491,98	3,06	0,0024	1712,75	0,008
ETG 2	21828,62	3,06	0,0022	1943,4	0,008
ETG 1	26165,27	3,06	0,0019	2134,67	0,007
RDC	30579,95	3,06	0,0016	2287,62	0,007
SOUS SOL	34955,61	4,29	0,0011	2389,64	0,0037

2. Sens-y-y

Tableau V.8 Justification vis A vis de l’effet P- Δ sens y-y

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (m)	θ _{ky}
ETG 6	4619,74	3,06	0,002	733,99	0,004
ETG 5	8887,53	3,06	0,0021	1274,3	0,0047
ETG 4	13155,33	3,06	0,0021	1679,29	0,0053
ETG 3	17491,98	3,06	0,002	2008,87	0,0056
ETG 2	21828,62	3,06	0,002	2278,52	0,0062
ETG 1	26165,27	3,06	0,0017	2492,92	0,0058
RDC	30579,95	3,06	0,0014	2659,11	0,0052
SOUS SOL	34955,61	4,29	0,001	2753,15	0,0029

▪ Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1)

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 :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

- N_d : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.
- B: l’aire (section brute) de la section de béton.
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (45x 45)

$$N_d = 1215,76 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1215,76 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,24 \leq 0.3 \text{ CV}$$

CONCLUSION

D’après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L’excentricité est vérifiée.
- L’effort tranchant à la base est vérifié.
- L’effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

*CHAPITRE VI***FERAILLAGE DES ELEMENTS****VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX****VI.1.1 INTRODUCTION**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composé.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

VI.1.2 RECOMMANDATIONS DU RPA**▪ Armatures longitudinales (R.P.A Art.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ_L (zone I et II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en (zone I et II)**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

▪ Pourcentage total minimum

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0,8% bh**)

▪ Pourcentage total maximum

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Tableau VI.1.1 la section minimale et maximale d'armature.

	0.9% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (45x45)	18,22	81	121,5
Poteaux (40x40)	14,4	64	96
Poteaux (35x35)	9,92	49	73,5

VI.1.3 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ELU

▪ Exposé de la méthode de calcul

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.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

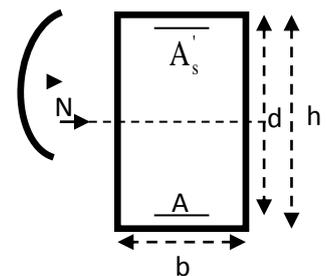
$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

○ Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 l_a \longrightarrow$ section est simplement armée ($A' = 0$).



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \\ \text{Armatures réelles: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392la \rightarrow$ section est doublement armée ($A' \neq 0$).

On Calcul

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc} \\ \Delta M = M_f - M_r \end{array} \right.$$

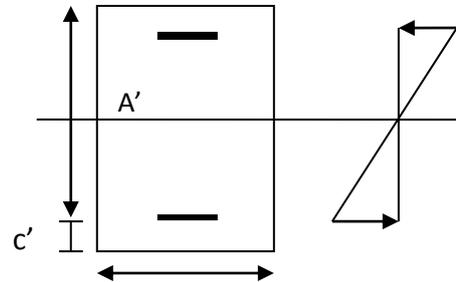
Avec

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$



2. Section entièrement comprimée (SEC)

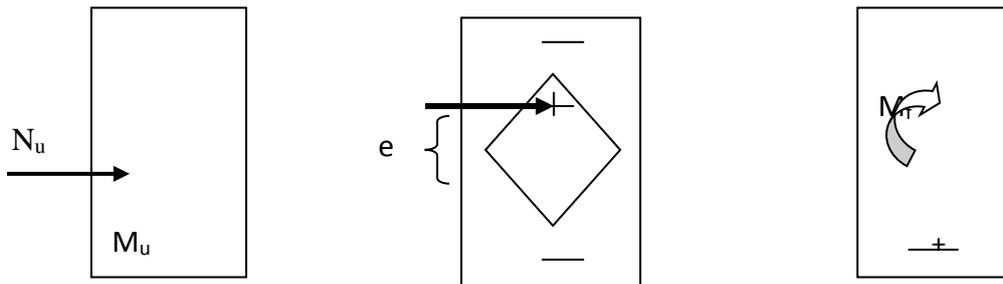
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$eu = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



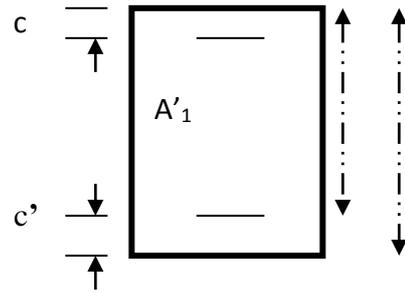
1^{er} cas

Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

○ Détermination des armatures

$$\begin{cases} A'_1 = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} dh \\ A_2 = \frac{N_u-bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1 \end{cases}$$



2^{eme} cas

Si $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$A_2 > 0$ et $A'_1 = 0$

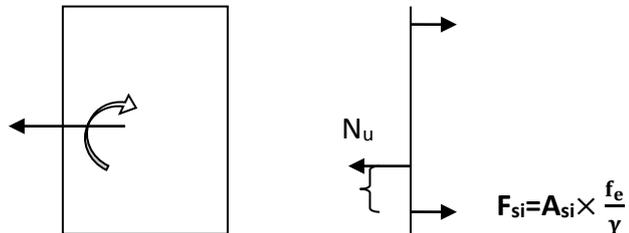
$$A_2 = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



REMARQUE

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec

B : Aire de la section du béton seul

σ_s : Contrainte de l'acier.

▪ **Calcul du ferrailage des poteaux**

1. Sens xx

Tableau VI.1.2 Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x)

niveau	poteau	N	M	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et Sous / Sol	45x45	N _{min} =1215,76	M _{cor} =2,107	SPC	0	0	16,2	4HA20+ 4HA16	20,60
		N _{max} =2330,72	M _{cor} =0	SEC	0	0			
		N _{cor} =786,22	M _{max} =60,62	SPC	0	0			
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	40x40	N _{min} =513,18	M _{cor} =12,94	SPC	0	0	12,8	4HA16+ 4HA14	14,19
		N _{max} =1687,5	M _{cor} =2,862	SEC	0	0			
		N _{cor} =410,66	M _{max} =77,91	SPC	0	0,41			
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	35x35	N _{min} =110,44	M _{cor} =12,07	SPC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N _{max} =835,69	M _{cor} =1,753	SEC	0	0			
		N _{cor} =103,54	M _{max} =68,70	SPC	0	4,20			

2. Sens yy

Tableau VI.1.3 Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y)

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et Sous /Sol	45x45	N _{min} =1215,76	M _{cor} =5,07	SPC	0	0	16,2	4HA20+ 4HA16	20,60
		N _{max} =2330,72	M _{cor} =0	SEC	0	0			
		N _{cor} =405,42	M _{max} =54,84	SPC	0	0			
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	40x40	N _{min} =513,18	M _{cor} =1,78	SPC	0	0	12,8	4HA16+ 4HA14	14,19
		N _{max} 1687,5	M _{cor} =2,12	SEC	0	0			
		N _{cor} =214,11	M _{max} =60,91	SPC	0	1,47			
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	35x35	N _{min} =110,44	M _{cor} =1,72	SPC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N _{max} =835,69	M _{cor} =6,07	SEC	0	0			
		N _{cor} =41,6	M _{max} =52,69	SPC	0	4,48			

VI.1.4 VERIFICATIONS A L'ELU

▪ **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\square 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

- **Espacement des armatures transversales**

- **Selon le BAEL 91**(Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec

a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003** (Art 7.4.2.2)

1. En zone courante

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1,4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 14\} = 14 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

2. En zone nodal

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,707 l_0$$

l₀ : Hauteur libre du poteau.

○ **Poteaux (45x 45)**

1. Sous-sol

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,09}{0,45} = 6,42 \geq 5$$

$$\rho_a = 2,5$$

1.a Zone nodale

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 45 = 1,08 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

1.b Zone courante

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

2. RDC

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,45} = 4,49$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,4\%$$

2.a Zone nodale

$$A_{tmin} = 0,004 \times 8 \times 45 = 1,44 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

2.b Zone courante

$$A_{tmin} = 0,004 \times 10 \times 45 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

○ **Poteaux (40 x40)**

1. Etage 1,2 et 3

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,40} = 5,05 \geq 5$$

$$\rho_a = 2,5$$

1.a Zone nodale

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 40 = 0,96 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

1.b Zone courante

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

○ **Poteaux (35 x35)**

1. Etage 4,5 et 6

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,35} = 5,77 > 5$$

1.a Zone nodale

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 35 = 0,84 \text{ cm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

2.b Zone courante

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{cm}^2 = 2,01\text{cm}^2 \text{ CV}$$

▪ Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \text{ (Art.7.4.2.1)}$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

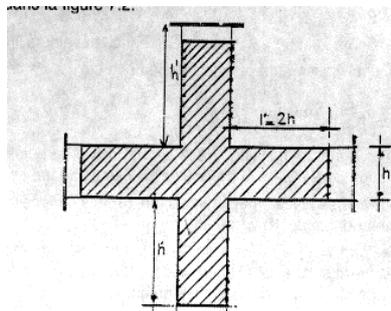


Tableau VI.1.4 Détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteau (45 x 45)	4,29	$h' = \text{Max} \left(\frac{429-25}{6}; 45; 45; 60 \right) = 67,33 \text{ cm}$
	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-25}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40 x 40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-25}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35x 35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-25}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

▪ La longueur minimale des recouvrements

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

$$\text{Ø}16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$\text{Ø}14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\text{Ø}20 \longrightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

▪ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

On doit vérifier

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04\bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.1.5 Vérification des contraintes tangentielles

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
45x45	4,29	45	43	65,91	6,42	0,075	0,032	1,875	CV
	3,06	45	43	65,91	4,49	0,04	0,032	1	CV
40x40	3,06	40	38	62,51	5,05	0,075	0,039	1,875	CV
35x35	3,06	35	33	62,71	5,77	0,075	0,051	1,875	CV

VI.1.5 VERIFICATIONS A L'ELS

▪ Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.
Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

○ Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15(A_s + A'_s)$$

On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

REMARQUE

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée

o **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec

- $\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{est à déterminer par l'équation suivante : } y_2^3 + p y_2 + q = 0 \end{array} \right.$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \end{array} \right.$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q), u = t^{\frac{1}{3}}, y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_2^2 = a \cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_2^3 = a \cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{array} \right.$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q\sqrt{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant

1. Sens x-x

Tableau VI.1.6 Vérifications à l'ELS (sens x-x)

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et Sous/Sol	$N_{\min} = 186,34$	$M_{\text{cor}} = 0,53$	7,454	111,8 0	7,454	111,8 0	15	348	CV
	$N_{\max} = 1690,53$	$M_{\text{cor}} = 0$	0,849	12,70 3	0,799	12,01 9	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = 1033,54$	$M_{\max} = 41,901$	6,728	98,28 3	2,772	44,22 1	15	348	CV
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	$N_{\min} = 79,58$	$M_{\text{cor}} = 8,228$	6,994	104,6 9	6,713	100,9 0	15	348	CV
	$N_{\max} = 1225,69$	$M_{\text{cor}} = 2,077$	1,038	14,73 3	-0,076	-0,301	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = 284,3$	$M_{\max} = 42,855$	0,046	0,678	0,024	0,381	15	348	CV
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	$N_{\min} = 10,79$	$M_{\text{cor}} = 2,702$	4,574	68,38 6	4,311	64,88 5	15	348	CV
	$N_{\max} = 607,78$	$M_{\text{cor}} = 1,293$	0,380	5,229	-0,171	-2,088	15	348	CV
	$N_{\text{cor}} = 83,32$	$M_{\max} = 42,621$	0,001	0,020	-0,001	-0,013	15	348	CV

2. Sens-y-y

Tableau VI.1.7 Vérifications à l'ELS (sens y-y)

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et Sous /Sol	$N_{min} = 186,34$	$M_{cor} = 2,39$	7,454	111,808	7,454	111,8	15	348	CV
	$N_{max} = 1690,53$	$M_{cor} = 0$	0,945	14,032	0,945	10,94	15	348	CV
	$N_{cor} = 423,17$	$M_{max} = 20,12$	2,908	42,360	2,908	16,39	15	348	CV
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	$N_{min} = 76,58$	$M_{cor} = 1,296$	6,954	104,159	6,954	101,3	15	348	CV
	$N_{max} = 1225,69$	$M_{cor} = 1,544$	0,524	7,721	0,524	5,353	15	348	CV
	$N_{cor} = 198,84$	$M_{max} = 26,01$	0,009	0,134	0,009	0,085	15	348	CV
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	$N_{min} = 10,79$	$M_{cor} = 4,43$	4,922	73,060	4,922	61,11	15	348	CV
	$N_{max} = 607,78$	$M_{cor} = 4,41$	0,57	7,82	0,57	-4,18	15	348	CV
	$N_{cor} = 34,9$	$M_{max} = 24,69$	0,001	0,008	0,001	-0,01	15	348	CV

CONCLUSION

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

- Condition de non fragilité

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

1. Sens x-x

Tableau VI.1.8 Vérifications Condition de non fragilité (sens x-x)

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et Sous /Sol	$N_{min} = 186,34$	$M_{cor} = 0,53$	0,000	2,406	20,60	CV
	$N_{max} = 1690,53$	$M_{cor} = 0$	0,003	2,492		CV
	$N_{cor} = 1033,54$	$M_{max} = 41,901$	0,041	8,556		CV
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	$N_{min} = 76,58$	$M_{cor} = 8,228$	0,002	3,384	14,19	CV
	$N_{max} = 1225,69$	$M_{cor} = 2,077$	0,107	1,070		CV
	$N_{cor} = 284,3$	$M_{max} = 42,857$	0,151	0,076		CV
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	$N_{min} = 10,79$	$M_{cor} = 2,702$	0,002	4,479	12,31	CV
	$N_{max} = 607,78$	$M_{cor} = 1,293$	0,250	0,806		CV
	$N_{cor} = 83,32$	$M_{max} = 42,621$	0,512	1,384		CV

2. Sens-y-y

Tableau VI.1.9 Vérifications Condition de nom fragilité (sens y-y)

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et Sous/Sol	$N_{min}=186,34$	$M_{cor}=2,391$	0,000	2,406	20,60	CV
	$N_{max}=1690,53$	$M_{cor}=0$	0,013	2,899		CV
	$N_{cor}=423,17$	$M_{max}=20,123$	0,048	30,724		CV
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème}	$N_{min}=76,58$	$M_{cor}=1,296$	0,001	3,369	14,19	CV
	$N_{max}=1225,69$	$M_{cor}=1,544$	0,017	4,116		CV
	$N_{cor}=198,84$	$M_{max}=26,013$	0,131	0,279		CV
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	$N_{min}=10,79$	$M_{cor}=4,434$	0,007	4,705	12,31	CV
	$N_{max}=607,78$	$M_{cor}=4,411$	0,411	1,266		CV
	$N_{cor}=34,9$	$M_{max}=24,698$	0,708	1,508		CV

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2.1 RECOMMANDATIONS DU RPA

- **Armatures longitudinal**

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

$$A_{min} = 0.5\% \text{ b h}$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de

$$A_{max} = 4\% \text{ bh en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ bh en zone de recouvrement.}$$

Tableau VI.2.1 la section minimale et maximale d'armature

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales	6,75	54	81
Poutres secondaires	5,62	45	67,5

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- 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 espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2 ETAPES DE CALCUL DE FERRAILLAGE

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit

- Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1=0.392$

1^{er} cas

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée.
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

Section d'acier tendue: $A_{st} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$

2^{ème} cas

- Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

$$\text{On calcul} \begin{cases} M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

Avec

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

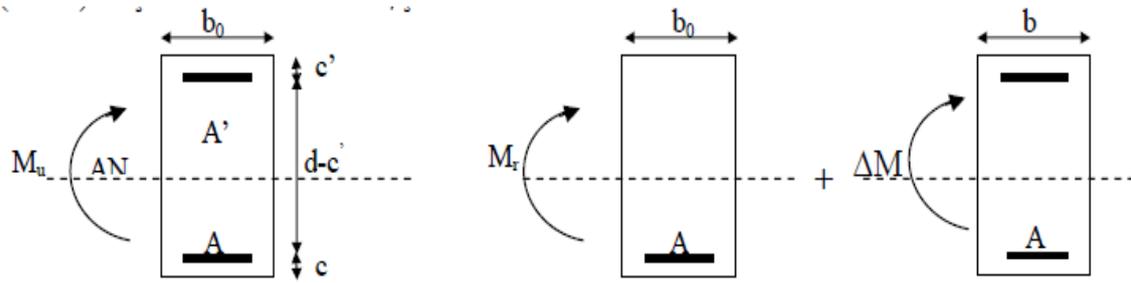


Figure VI.2.1 *Section rectangulaire doublement armée*

VI.2.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

▪ Poutre principal

○ En travée

Tableau VI.2.2 Ferrailage des poutres principal en travée

Niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.sol	105,672	0,122	SSA	0,935	7,21	6,75	3HA14+3HA14	9,24
RDC	118,539	0,137	SSA	0,926	8,17		3HA14+3HA14	9,24
1	127,843	0,148	SSA	0,919	8,88		3HA14+3HA14	9,24
2	125,697	0,145	SSA	0,921	8,71		3HA14+3HA14	9,24
3	122,168	0,141	SSA	0,923	8,45		3HA14+3HA14	9,24
4	127,006	0,147	SSA	0,920	8,81		3HA14+3HA14	9,24
5	131,278	0,152	SSA	0,917	9,14		3HA14+3HA14	9,24
6	120,084	0,139	SSA	0,924	8,29		3HA14+3HA14	9,24

○ En appuis

Tableau VI.2.3 Ferrailage des poutres principal en appuis

Niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.sol	104,843	0,121	SSA	0,935	7,16	6,75	3HA16+2HA16	10,05
RDC	116,872	0,135	SSA	0,927	8,05		3HA16+2HA16	10,05
1	125,334	0,145	SSA	0,921	8,68		3HA16+2HA16	10,05
2	122,645	0,142	SSA	0,923	8,48		3HA16+2HA16	10,05
3	113,447	0,131	SSA	0,929	7,79		3HA16+2HA16	10,05
4	100,45	0,116	SSA	0,938	6,83		3HA16+2HA16	10,05
5	84,864	0,098	SSA	0,948	5,71		3HA16+2HA16	10,05
6	69,216	0,080	SSA	0,958	4,61		3HA16+2HA16	10,05

▪ Poutre secondaire

○ En travée

Tableau VI.2.4 Ferrailage des poutres secondaire en travée

niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.sol	91,522	0,161	SSA	0,911	7,21	5,62	3HA14+3HA14	9,24
RDC	90,758	0,159	SSA	0,913	7,14		3HA14+3HA14	9,24
1	101,232	0,178	SSA	0,901	8,07		3HA14+3HA14	9,24
2	110,35	0,194	SSA	0,891	8,89		3HA14+3HA14	9,24
3	112,803	0,198	SSA	0,889	9,11		3HA14+3HA14	9,24
4	111,029	0,195	SSA	0,890	8,96		3HA14+3HA14	9,24
5	112,437	0,197	SSA	0,889	9,08		3HA14+3HA14	9,24
6	104,278	0,183	SSA	0,898	8,37		3HA14+3HA14	9,24

○ En appuis

Tableau VI.2.5 Ferrailage des poutres secondaire en appuis

niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.sol	48,279	0,084	SSA	0,956	3,62	5,62	3HA16+2HA16	10,05
RDC	78,634	0,138	SSA	0,925	6,10		3HA16+2HA16	10,05
1	95,709	0,168	SSA	0,907	7,58		3HA16+2HA16	10,05
2	104,575	0,184	SSA	0,898	8,36		3HA16+2HA16	10,05
3	106,314	0,187	SSA	0,895	8,53		3HA16+2HA16	10,05
4	104,431	0,183	SSA	0,898	8,35		3HA16+2HA16	10,05
5	101,515	0,178	SSA	0,901	8,09		3HA16+2HA16	10,05
6	84,081	0,148	SSA	0,919	6,57		3HA16+2HA16	10,05

VI. 2.4 VERIFICATIONS A L'ELU

- Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : A adopté $> A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 45 \times 2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ CV}$
- Poutres secondaire : A adopté $> A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 40 \times 2.1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2 \text{ CV}$

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \text{ Avec } T_{max} : \text{effort tranchant.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $\frac{236,1 \times 10}{30 \times 45} = 1,74 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \text{ CV}$
- Poutre secondaire : $\frac{150,32 \times 10}{25 \times 40} = 1,5 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \text{ CV}$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \cdot d$$

- Poutre principales : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 30 \times 45 \times 10^{-1} = 810 \text{ KN CV}$
- Poutre secondaire : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 25 \times 40 \times 10^{-1} = 600 \text{ KN CV}$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures** (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$$

- Poutre principales : $\left(236,1 - \frac{131,278}{0.9 \times 0,45}\right) = -88,04 < 0$
- Poutre secondaires : $\left(150,32 - \frac{112,803}{0.9 \times 0,40}\right) = -163,02 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement** (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées 99)

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

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

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

Avec

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

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

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

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

Avec

$\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- **Poutre principales**

$$\sum \mu_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = 33,14$$

$$\tau_u = \frac{236,1}{0.9 \times 45 \times 33,14} \times 10 = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa CV}$$

- **Poutre secondaire**

$$\sum \mu_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = 33,14$$

$$\tau_u = \frac{150,32}{0.9 \times 40 \times 33,14} \times 10 = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa CV}$$

- **Longueur de scellement droit des barres** (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.84 \text{MPa}$$

- **Pour $\phi 16$** : $L_s = 50,79 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- **Pour $\phi 14$** : $L_s = 44,44 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- **Pour $\phi 16$** : $L_s = 24 \text{ cm}$
- **Pour $\phi 14$** : $L_s = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = (1,28; 3; 1,4) = 1,28 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

1. La section d'armature transversale

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier **$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

2. Espacement des armatures transversales

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

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

- Poutre principales: $S_t = \min(0.9 \times 45; 40 \text{ cm}) = (40,5; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- Poutre secondaire: $S_t = \min(0.9 \times 40; 40 \text{ cm}) = (36; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$
Soit : $S_t = 36 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

- **Zone nodal**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

- **Poutre principal**

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (11,25; 16,8; 30) = 11,25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (10; 16.8; 30) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutre principal**

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- **Poutre principal**

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Poutre principal**

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

- **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
- Poutre secondaire $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VI. 2.5 VERIFICATIONS A L'ELS

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

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

1. Etat limite de compression du béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

○ **Poutre principal**

▪ **En Travée**

Tableau VI.2.6 Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S /sol	56,251	9,24	0,684	0,879	26,32	153,90	5,84	15	CV
RDC	58,201	9,24	0,684	0,879	26,32	159,24	6,05	15	CV
1	65,541	9,24	0,684	0,879	26,32	179,32	6,81	15	CV
2	71,545	9,24	0,684	0,879	26,32	195,75	7,43	15	CV
3	75,474	9,24	0,684	0,879	26,32	206,5	7,84	15	CV
4	80,205	9,24	0,684	0,879	26,32	219,44	8,33	15	CV
5	84,078	9,24	0,684	0,879	26,32	230,04	8,74	15	CV
6	79,412	9,24	0,684	0,879	26,32	217,27	8,25	15	CV

▪ **En appuis**

Tableau VI.2.7 Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous /sol	39,626	10,05	0,744	0,875	25	100,13	4	15	CV
RDC	36,517	10,05	0,744	0,875	25	92,28	3,70	15	CV
1	38,255	10,05	0,744	0,875	25	96,67	3,86	15	CV
2	38,019	10,05	0,744	0,875	25	96,07	3,84	15	CV
3	39,62	10,05	0,744	0,875	25	100,12	4	15	CV
4	42,034	10,05	0,744	0,875	25	106,22	4,24	15	CV
5	40,646	10,05	0,744	0,875	25	102,71	4,10	15	CV
6	50,557	10,05	0,744	0,875	25	127,76	5,11	15	CV

○ Poutre secondaire

▪ En Travée

Tableau VI.2.8 Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous/sol	66,372	9,24	0,924	0,864	21,76	207,84	9,55	15	CV
RDC	55,888	9,24	0,924	0,864	21,76	175,01	8,04	15	CV
1	57,67	9,24	0,924	0,864	21,76	180,59	8,29	15	CV
2	58,44	9,24	0,924	0,864	21,76	183	8,41	15	CV
3	61,72	9,24	0,924	0,864	21,76	193,27	8,88	15	CV
4	66,184	9,24	0,924	0,864	21,76	207,25	9,52	15	CV
5	68,997	9,24	0,924	0,864	21,76	216,06	9,92	15	CV
6	69,548	9,24	0,924	0,864	21,76	217,79	10	15	CV

▪ En appuis

Tableau VI.2.9 Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sous/sol	31,941	10,05	1,005	0,860	20,71	92,38	4,46	15	CV
RDC	26,245	10,05	1,005	0,860	20,71	75,91	3,66	15	CV
1	26,983	10,05	1,005	0,860	20,71	78,04	3,76	15	CV
2	27,103	10,05	1,005	0,860	20,71	78,39	3,78	15	CV
3	28,05	10,05	1,005	0,860	20,71	81,13	3,91	15	CV
4	29,036	10,05	1,005	0,860	20,71	83,98	4,05	15	CV
5	29,513	10,05	1,005	0,860	20,71	85,36	4,12	15	CV
6	32,247	10,05	1,005	0,860	20,71	93,27	4,50	15	CV

▪ Etat limite de déformation

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal

$$f = 0,129 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm CV}$$

- Poutre principal

$$f = 0,134 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm CV}$$

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous

- **Selon le BAEL 91**
1.35G + 1.5Q
G + Q
- **Selon le RPA version 2003**
G + Q ± E
0.8G ± E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

- **Zone I** : Sous-sol et RDC.
- **Zone II** : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante

VI.3.1 EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL

▪ Armature vertical

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- Longueur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c$$

o Section entièrement comprimée (SEC)

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

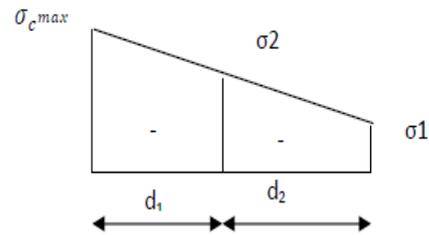


Figure VI.3.1 Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

1. Section d'armature

$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec

e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

2. Armatures minimales (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

o Section partiellement comprimée

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{cases}$$

3. Section d'armature

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

4. Armatures minimales (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1)}$$

○ **Section entièrement tendue (SET)**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e \\ N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e \end{array} \right.$$

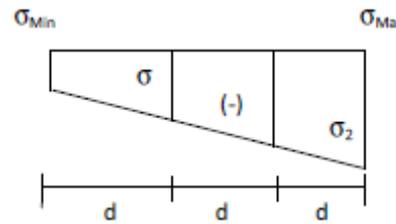


Figure VI.3.3 Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

5. Section d'armature

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

6. Armatures minimales (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1)}$$

▪ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003

$$A_h \geq 0.15\% B$$

▪ **Armature transversale**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

▪ **Armature de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Disposition constructives**

- **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

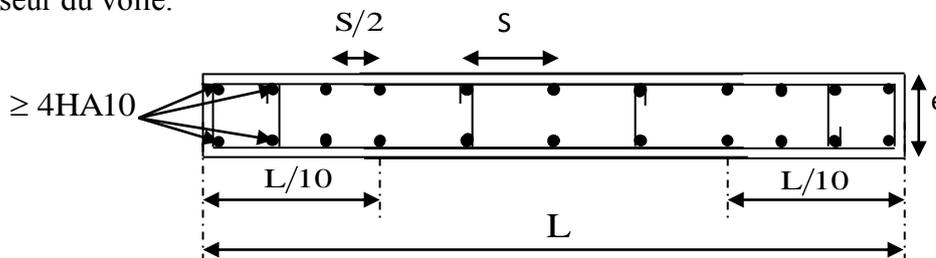


Figure VI.3.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99 /2003

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec

$$V = 1.4 T$$

b : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91

Il faut vérifier que :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement. $\tau_u = \frac{V}{b.d}$

VI.3.2 VERIFICATION A L'ELS

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec

Ns: Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.3 CALCUL DE FERRAILLAGE

Tableau VI.1 Ferrailage des voile VL1 VL2 et VL4

VL 1 ,2 et 4	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,5	4,5	4,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,9	0,9	0,9	
	I (m ⁴)	1,519	1,519	1,519	
	V=(L/2)	2,25	2,25	2,25	
	he	2,66	2,66	2,66	
Sollicitation de calcul	M (kN.m)	129,926	86,477	317,960	
	T(kN)	79,270	109,540	64,290	
	N _{max} (kN)	257,220	109,740	311,030	
	N _{min} (kN)	49,940	78,110	49,940	
	N _{ser} (kN)	23,040	77,340	161,630	
	σ_{max} (kN/m ²)	12186,410	14015,640	10996,410	
	σ_{min} (kN/m ²)	-14385,4	-14844,87	-11279,38	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	2,06	2,19	2,22	
	L _t	2,44	2,31	2,28	
	d	1,33	1,33	1,33	
	d _{adopté}	1,30	1,30	1,30	
	L _t - d _{adopté}	1,14	1,01	0,98	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	68,56	69,39	52,40	
	A _{v2} /bande (cm ²)	19,06	16,51	11,85	
	A _{vj} (cm ²)	3,05	4,22	2,48	
	A' _{v1} /bande/nappe	35,09	35,88	26,91	
	A' _{v2} /bande/nappe	10,24	9,18	6,46	
A. minimales	A _{min} (cm ²)	12,79	12,15	11,96	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} (cm ²)	40,19	40,19	30,77	
	A' _{v2} (cm ²)	16,07	16,07	18,086	
	A (cm ²)	B1	2X10HA16	2x10HA16	2X10HA14
	A (cm ²)	B2	2X8HA16	2x8HA16	2x8HA12
	st (cm)	B1	14	14	14
		B2	20	20	20
Armatures horizontales adoptés	AH (cm ²)	14,96	14,96	11,00	
	AH (cm ²)	15,83	15,83	15,83	
	choix de la section	14HA12	14HA12	14HA12	
	st(cm)		20	20	
A. transversales	At adoptées /m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8	4 épingles HA8	
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	0,137	0,189	0,111
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	0,098	0,135	0,079
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$	σ_{bc}	0,022	0,075	0,162

Tableau VI.2 Ferrailage du voile VL3

VL3	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,65	1,65	1,65
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)		0,075	0,075	0,075
	V=(L/2)		0,825	0,825	0,825
	he		2,66	2,66	2,66
Sollicitation de calcul	M (kN.m)		8,738	18,717	130,579
	T(kN)		83,320	33,930	100,520
	N _{max} (kN)		91,050	45,840	106,060
	N _{min} (kN)		3,900	0,030	27,060
	N _{ser} (kN)		57,630	31,290	57,630
	σ _{max} (kN/m ²)		9266,27	12096,54	4949,46
	σ _{min} (kN/m ²)		-13364	-13209	-10486
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c		0,68	0,79	0,53
	L _t		0,97	0,86	1,12
	d		0,45	0,53	0,35
	d adopté		0,35	0,35	0,35
	L _t - d adopté		0,62	0,51	0,77
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		19,19	18,42
A _{v2} /bande (cm ²)		13,37	10,02	13,90	
A _{vj} (cm ²)		3,21	1,31	3,87	
A' _{v1} /bande/nappe		10,17	9,48	8,35	
A' _{v2} /bande/nappe		7,71	5,40	8,28	
A. minimales	A _{min} (cm ²)		5,12	4,52	5,88
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		12,05	12,05	9,23
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04
	A (cm ²)	B1	2X3HA16	2x3HA16	2X3HA14
	A (cm ²)	B 2	2x4HA12	2X4HA12	2X4HA12
	st (cm)	B 1	15	15	15
		B 2	19	19	19
A. horizontales	AH /nappe (cm ²)		5,34	5,34	4,52
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	st(cm)		20	20	20
A. transversales	At adoptées/m ²		4 épingles HA8	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$	τ _b	0,393	0,160	0,474
	$\bar{\tau}_b = 2,5 \text{ Mpa}$	τ _u	0,281	0,114	0,338
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$	σ _{bc}	0,150	0,084	0,152

Tableau V.3 Ferrailage des voiles VT1 et VT3

VT1 et 3	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	1	1	1	
	I (m ⁴)	2,083	2,083	2,083	
	V=(L/2)	2,5	2,5	2,5	
	he	3,89	2,66	2,66	
Sollicitation de calcul	M (kN.m)	221,727	96,348	69,360	
	T(kN)	93,210	111,320	146,730	
	N _{max} (kN)	241,640	182,410	96,350	
	N _{min} (kN)	58,270	26,620	1,580	
	N _{ser} (kN)	128,820	106,200	59,410	
	σ _{max} (kN/m ²)	3789	2646,53	3963,12	
	σ _{min} (kN/m ²)	-8257,5	-5792,5	-4329,7	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	1,57	1,57	2,39	
	L _t	3,43	3,43	2,61	
	d	1,05	1,05	1,33	
	d _{adopté}	1,00	1,00	1,00	
	L _t - d _{adopté}	2,43	2,43	1,61	
A .verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	35,26	24,74	17,50	
	A _{v2} /bande (cm ²)	35,49	24,96	10,75	
	A _{vj} (cm ²)	3,59	4,29	5,65	
	A'v1	18,16	13,00	9,83	
	A'v2	19,02	14,00	7,12	
A. minimales	A _{min} (cm ²)	17,99	18,02	13,71	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	21,55	21,55	21,55	
	A'v2 adopté (cm ²)	20,36	20,36	20,36	
	A (cm ²)	B 1	2x7HA14	2x7HA14	2x7HA14
	A (cm ²)	B 2	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12
	st (cm)	B 1	16	16	16
	B 2	25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	10,48	10,48	10,48	
	AH adopté (cm ²)	11	11	11	
	choix de la section	14HA10	14HA10	14HA10	
	st(cm)	20	20	20	
A. transversales	At adoptées/m ²	4 épingles HA8	4 épingles HA8	4 épingles HA8	
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$	τb	0,145	0,173	0,228
	$\bar{\tau}_b = 2,5 \text{ Mpa}$	τu	0,104	0,124	0,163
	$\bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa}$	σbc	0,116	0,098	0,057

Tableau VI.4 Ferrailage du voile VT2

VT2	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,65	3,65	3,65	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,73	0,73	0,73	
	I (m ⁴)	0,810	0,810	0,810	
	V=(L/2)	1,825	1,825	1,825	
	he	3,89	2,66	2,66	
Sollicitation de calcul	M (kN.m)	155,949	68,547	70,749	
	T(kN)	76,740	127,330	177,310	
	N _{max} (kN)	200,460	170,740	118,740	
	N _{min} (kN)	22,450	4,600	20,450	
	N _{ser} (kN)	134,490	118,400	84,850	
	σ _{max} (kN/m ²)	2161,02	2752,59	3401,24	
	σ _{min} (kN/m ²)	-8396,7	-7525,4	-5523,3	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	0,75	0,98	1,39	
	L _t	2,90	2,67	2,26	
	d	0,50	0,65	0,93	
	d _{adopté}	1,00	1,00	1,00	
	L _t - d _{adopté}	1,90	1,67	1,26	
	A. verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	34,75	30,59	21,50
A _{v2} /bande (cm ²)		26,18	19,69	9,69	
A _{vj} (cm ²)		2,95	4,90	6,83	
A'v1		17,88	16,21	12,26	
A'v2		14,06	11,38	6,75	
A. minimales	A _{min} (cm ²)	15,24	14,03	11,86	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	21,55	21,55	21,55	
	A'v2 adopté (cm ²)	24,61	24,61	24,61	
	A (cm ²)	B 1	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA14
	A (cm ²)	B 2	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12
	st (cm)	B 1	14	14	14
		B 2	16	16	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	10,48	10,48	10,48	
	AH adopté (cm2)	11	11	11	
	choix de la section	14HA10	14HA10	14HA10	
	st(cm)	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptées/m ²	4 épingles HA8	4 épingles HA8	4 épingles HA8	
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$	τb	0,164	0,271	0,378
	$\bar{\tau}_b = 2,5 \text{ Mpa}$	τu	0,117	0,194	0,270
	$\bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa}$	σbc	0,163	0,146	0,108

Tableau VI.5 Ferrailage du voile VT4.

VT4	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,35	3,35	3,35	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,67	0,67	0,67	
	I (m ⁴)	0,627	0,627	0,627	
	V=(L/2)	1,675	1,675	1,675	
	he	2,66	2,66	3,89	
Sollicitation de calcul	M (kN.m)	67,522	54,137	162,460	
	T(kN)	94,550	79,570	55,910	
	N _{max} (kN)	108,330	61,570	115,120	
	N _{min} (kN)	44,130	35,240	61,570	
	N _{ser} (kN)	78,230	16,690	46,410	
	σ _{max} (kN/m ²)	9745,3	8827,86	4717,69	
	σ _{min} (kN/m ²)	-11040	-10986	-9102,6	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	1,57	1,49	1,14	
	L _t	1,78	1,86	2,21	
	d	1,05	1,00	0,76	
	d _{adopté}	0,70	0,70	0,70	
	L _t - d _{adopté}	1,08	1,16	1,51	
A. verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	31,04	31,21	26,81	
	A _{v2} /bande (cm ²)	18,07	19,81	23,41	
	A _{vj} (cm ²)	3,64	3,06	2,15	
	A'v1	16,24	16,18	13,74	
	A'v2	10,14	10,86	12,44	
A. minimales	A _{min} (cm ²)	9,34	9,75	11,58	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	18,47	18,47	18,47	
	A'v2 adopté (cm ²)	20,34	20,34	20,34	
	A (cm ²)	B 1	2X7HA14	2X7HA14	2x7HA14
	A (cm ²)	B 2	2X9HA12	2x9HA12	2x9HA12
	St (cm)	B 1	10	10	10
	B 2	20	20	20	
A. horizontales	AH /nappe (cm2)	8,47	8,47	8,47	
	AH adopté (cm2)	11,78	11,78	11,78	
	choix de la section	15HA10	15HA10	15HA10	
	st(cm)	20	20	20	
A. transversales	At adoptées/m ²	4 épingles HA8	4 épingles HA8	4 épingles HA8	
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$	τb	0,220	0,185	0,130
	$\bar{\tau}_b = 2,5 \text{ Mpa}$	τu	0,157	0,132	0,093
	$\bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa}$	σbc	0,104	0,022	0,062

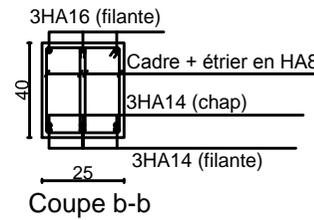
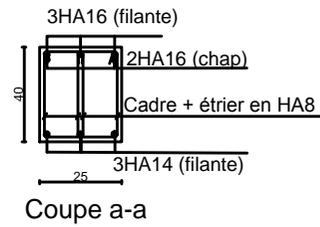
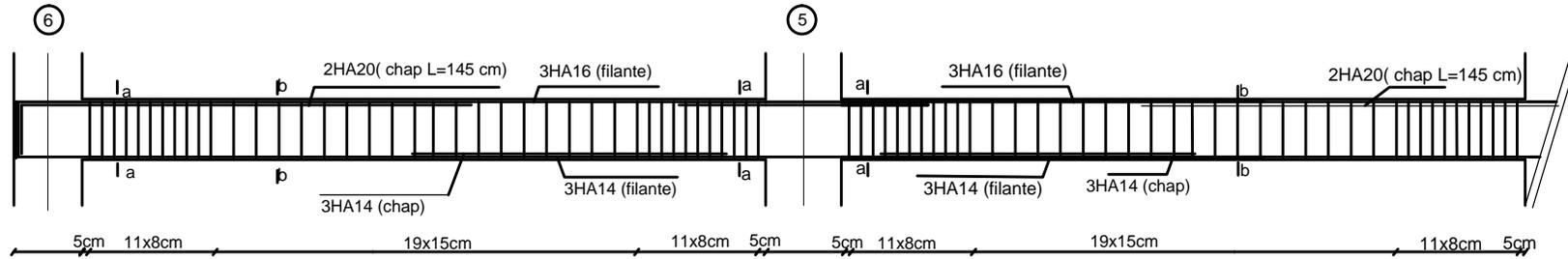
Tableau VI.6 Ferrailage du voile VT5

VT5	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,35	2,35	2,35
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,47	0,47	0,47
	I (m ⁴)		0,216	0,216	0,216
	V=(L/2)		1,175	1,175	1,175
	he		3,84	2,61	2,61
Sollicitation de calcul	M (kN.m)		156,811	49,180	46,161
	T(kN)		13,690	5,610	6,520
	N _{max} (kN)		154,580	118,870	61,510
	N _{min} (kN)		84,850	61,490	54,360
	N _{ser} (kN)		40,360	33,260	17,440
	σ _{max} (kN/m ²)		6639,89	6824,44	5216,49
	σ _{min} (kN/m ²)		-8786	-8750,4	-6093,3
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c		1,01	1,03	1,08
	L _t		1,34	1,32	1,27
	d		0,67	0,69	0,72
	d _{adopté}		0,60	0,60	0,60
	L _t - d _{adopté}		0,74	0,72	0,67
A. verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		20,45	20,29	13,95
	A _{v2} / bande (cm ²)		8,95	8,60	5,34
	A _{vj} (cm ²)		0,53	0,22	0,25
	A'v1/bande/nappe		10,34	10,19	7,03
	A'v2/bande/nappe		4,62	4,36	2,74
A. minimales	A _{min} (cm ²)		7,03	6,93	6,65
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 (cm ²)		15,38	15,38	15,38
	A'v2 (cm ²)		13,56	13,56	13,56
	A (cm ²)	B 1	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	A (cm ²)	B 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	st (cm)	B 1	10	10	10
B2		20	20	20	
A. horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,22	6,22	6,22
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
	st(cm)		20	20	20
A .transversales	At adoptées/m ²		4 épingles HA8	4 épingles HA8	4 épingles HA8
Vérification des constructions	τ _u = 5 Mpa	τ _b	0,045	0,019	0,022
	τ _b = 2,5 Mpa	τ _u	0,032	0,013	0,015
	σ _{bc} 15 Mpa	σ _{bc}	0,078	0,065	0,035

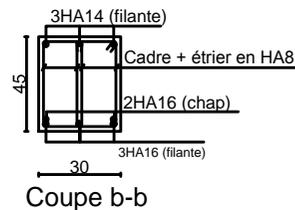
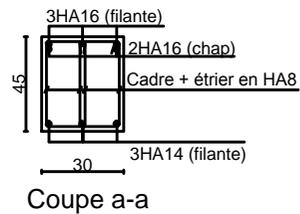
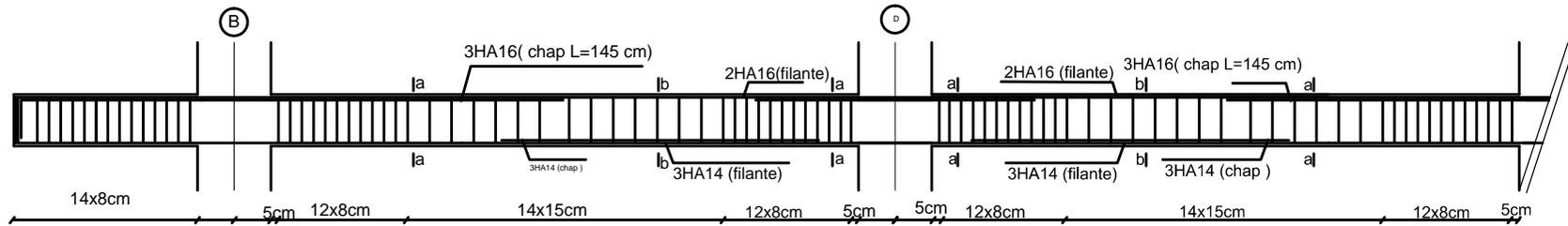
Tableau VI.7 Ferrailage du voile VT6

VT6	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,15	3,15	3,15	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,63	0,63	0,63	
	I (m ⁴)	0,521	0,521	0,521	
	V=(L/2)	1,575	1,575	1,575	
	he	3,84	2,61	2,61	
Sollicitation de calcul	M (kN.m)	161,739	64,572	59,501	
	T(kN)	30,780	37,300	42,020	
	N _{max} (kN)	133,860	103,310	61,360	
	N _{min} (kN)	86,240	43,94	38,230	
	N _{ser} (kN)	34,900	34,400	28,390	
	σ _{max} (kN/m ²)	6418,46	8205,88	8259,5	
	σ _{min} (kN/m ²)	-9624,3	-9705,6	-9234,5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c	1,26	1,44	1,49	
	L _t	1,89	1,71	1,66	
	d	0,84	0,96	0,99	
	d _{adopté}	0,80	0,80	0,80	
	L _t - d _{adopté}	1,09	0,91	0,86	
A. verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	30,35	29,72	28,05	
	A _{v2} /bande (cm ²)	15,12	11,69	10,34	
	A _{vj} (cm ²)	1,19	1,44	1,62	
	A' _{v1} /bande/nappe	15,43	15,20	14,42	
	A' _{v2} /bande/nappe	7,90	6,23	5,59	
A. minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	9,92	8,96	8,73	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	18,47	18,47	18,47	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	11,31	11,31	11,31	
	A (cm ²)	B 1	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA14
	A (cm ²)	B 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	Espacement (cm)	B 1	15	15	15
		B 2	25	25	25
A. horizontales	AH /nappe (cm ²)	7,45	7,45	7,45	
	AH adopté (cm ²)	9,42	9,42	9,42	
	choix de la section	12HA10	12HA10	12HA10	
	st(cm)	20	20	20	
A. transversales	At adoptées/m ²	4 épingles HA8	4 épingles HA8	4 épingles HA8	
Vérification des constructions	τ _u = 5 Mpa	τb	0,076	0,092	0,104
	τ _b = 2,5 Mpa	τu	0,054	0,066	0,074
	σ _{bc} 15 Mpa	σbc	0,050	0,050	0,041

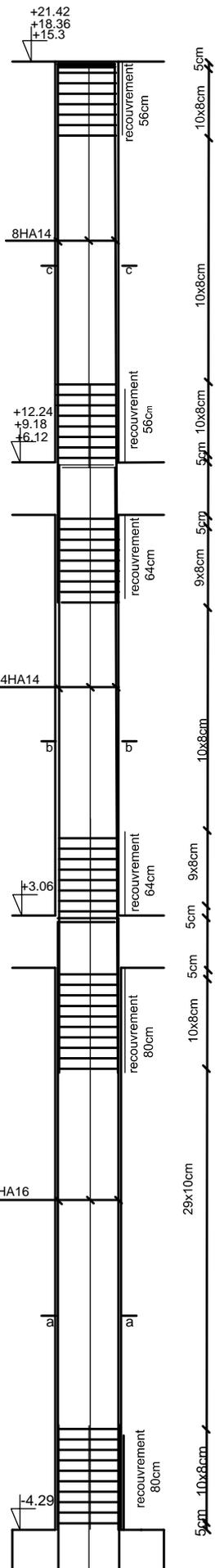
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



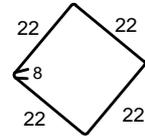
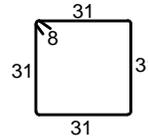
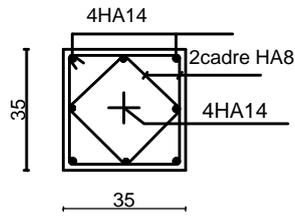
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol			
Melle: FETTIS FAZIA	Plan de ferrailage des poutres	2016/2017	
Melle: BOUDHANE KAHINA			
Mr : A. BOUHERAOUA			

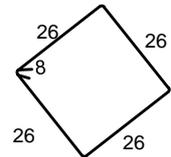
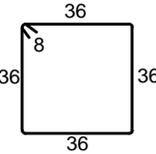
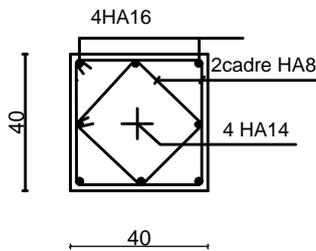


COUPE POTEAU ZONE III



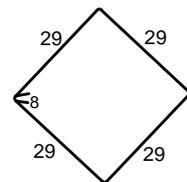
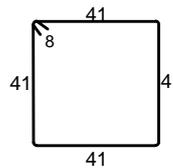
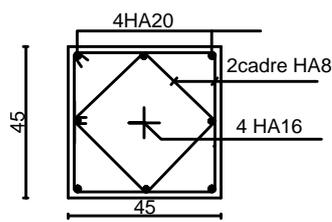
coupe c-c

COUPE POTEAU ZONE II



coupe b-b

COUPE POTEAU ZONE I

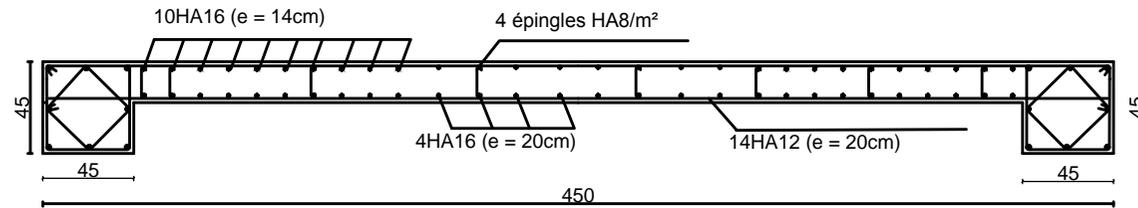


coupe a-a

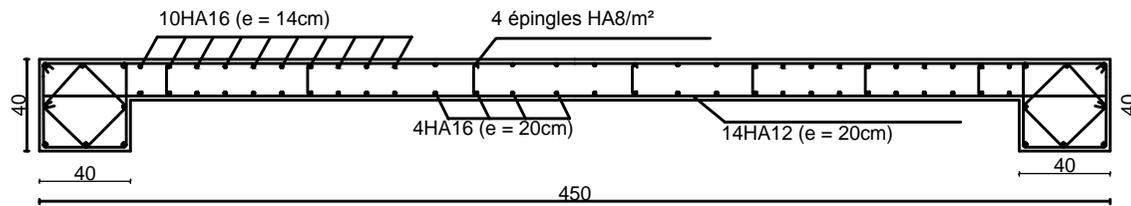
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol			
Melle: FETTIS FAZIA Melle: BOUDHANE KAHINA	Plan de ferrailage des poteaux		2016/2017
Mr : A. BOUHERAOUA			

VL 1,2 et 4

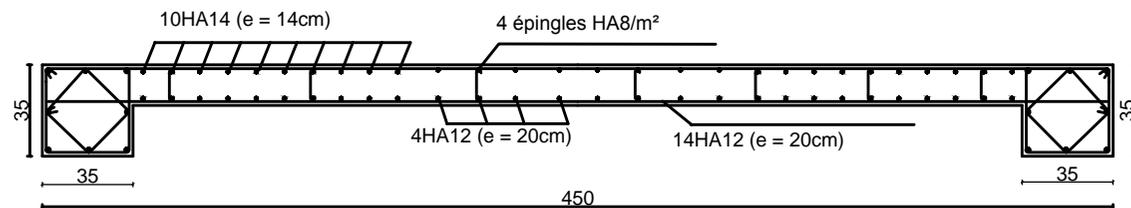
ZONE I



ZONE II

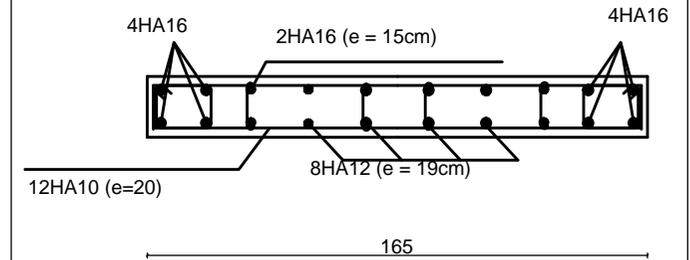


ZONE III

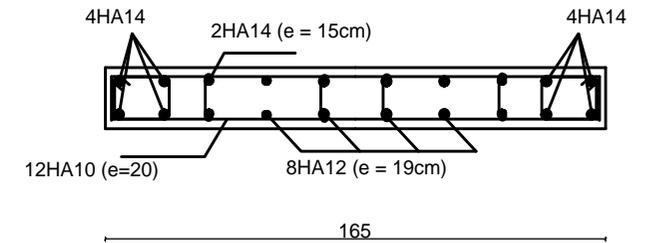


VL 3

ZONE I et II



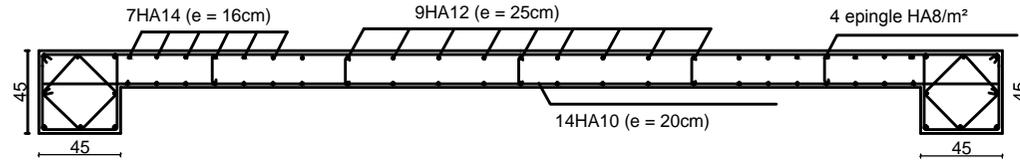
ZONE III



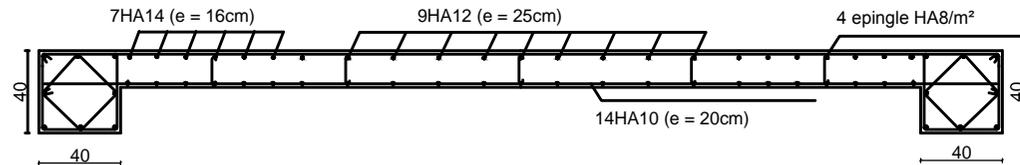
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: FETTIS FAZIA Melle: BOUDHANE KAHINA	Plan de ferrailage des voiles longitudinaux	2016/2017	
Mr : A.BOUHERAOUA			

VT 1 et 3

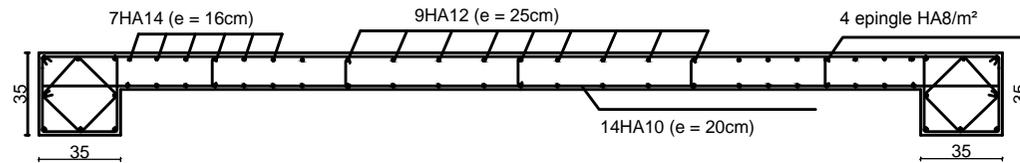
ZONE I



ZONE II

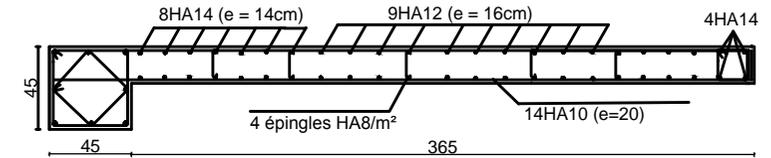


ZONE III

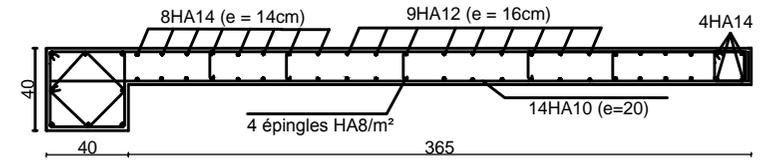


VT2

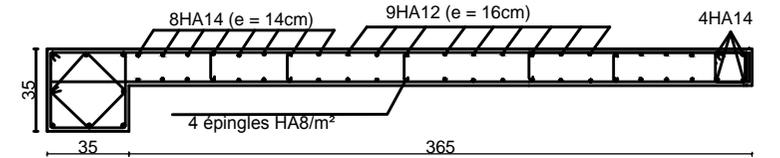
ZONE I



ZONE II

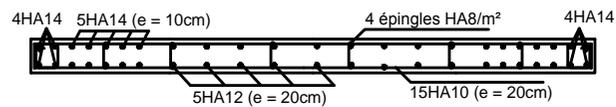


ZONE III



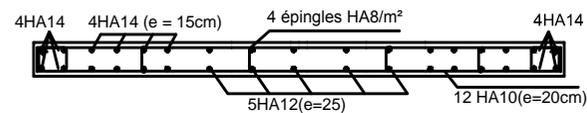
VT4

ZONE I,II et III



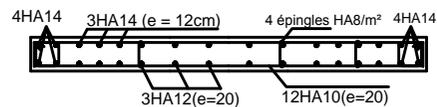
VT6

ZONE I,II et III



VT5

ZONE I,II et III



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: FETTIS FAZIA	Plan de ferrailage des voiles transversaux		2016/2017
Melle: BOUDHANE KAHINA			
Mr : A.BOUHERAOUA			

CHAPITRE VII**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VII.1 INTRODUCTION**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

VII.1.1 FONDATIONS SUPERFICIELLES

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

VII.1.2 FONDATIONS PROFONDES

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique 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 supère structure
- Le tassement du sol

VII.3.1 DIMENSIONNEMENT

▪ Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul

$$\begin{cases} N_{ser} = 1690,53 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1690,53}{200}} = 2,90 \text{ MPa}$$

fondation

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

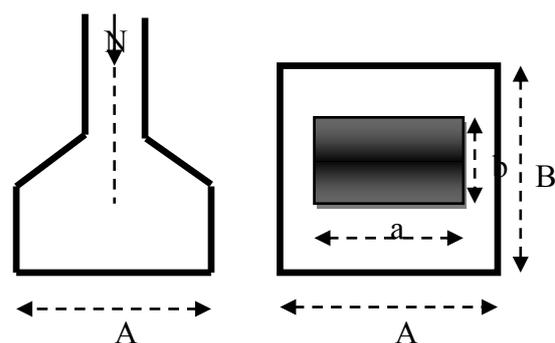


Figure VII.1 dimensionnement d'une

REMARQUE

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

- Semelles filantes
- Semelles filantes sous voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

1. Sens longitudinal

Tableau VII.1 Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S = B x L (m ²)
VL1	145,73	4,5	0,162	0,729
VL2	311,03	4,5	0,344	1,548
VL3	106,37	1,65	0,322	0,531
VL4	270,20	4,5	0,3	1,35
				ΣS = 4,148

2. Sens transversal

Tableau VII.2 Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S = B x L (m ²)
VT1	163,13	5	0,163	0,815
VT2	144,11	3,65	0,197	0,72
VT3	157,82	5	0,157	0,785
VT4	54,15	3,35	0,08	0,268
VT5	81,32	2,35	0,173	0,406
VT6	55,98	3,15	1,91	0,955
				ΣS = 3,949

La somme des surfaces des semelles sous voiles est

$$S_v = \sum S_i = 4,148 + 3,949 = 8,097 \text{ m}^2$$

▪ **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C4	1381,47	34,587	7,5	10361,025
C11	1690,53	-2,732	2,5	4226,325
C18	1353,93	-14,116	-7,5	-10154,47
C24	629,29	-36,794	-2,5	-1573,225
	Σ=5055,22	Σ= -19,055		2859,655

VII.3.2 DETERMINATION DE LA COORDONNEE DE LA RESULTANTE DES FORCES

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2859,655 + (-19,055)}{5055,22} = 0,56\text{m}$$

VII.3.3 DETERMINATION DE LA DISTRIBUTION PAR METRE LINEAIRE DE LA SEMELLE

On a :

$$e = 0,56\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2,5\text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5055,22}{15} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,56}{15} \right) = 261,52\text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5055,22}{15} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,56}{15} \right) = 412,5\text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5055,22}{15} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,56}{15} \right) = 374,76\text{ KN/ml}$$

VII.3.4 DETERMINATION DE LA LARGEUR DE LA SEMELLE

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{374,76}{200} = 1,87\text{ m}$$

Donc on opte pour B = 2 m.

On aura : S = 2 x 15 = 30 m²

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (2 \times 15) \times 5 + (2 \times 10) = 170 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 170 + 8,107 = 178,107 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 342,93 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{178,107}{342,93} \times 100 = 51,93\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{bat}$

CONCLUSION

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.4 ETUDE DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est

- 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

VII.4.1 PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER

▪ Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow Ce \text{ qui conduit } ah \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.97 \text{ m}$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62,5 \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 100 \text{ cm}$

▪ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \text{ Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

▪ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

CONCLUSION

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 45 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VII.4.2 CALCUL DE LA SURFACE NECESSAIRE AU RADIER

Charge permanente de la structure: $G = 33682,07 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure: $Q = 6367,71 \text{ KN}$

▪ Combinaison d'action

1. A l'ELU

$$N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 33682,07 + 1,5 \times 6367,71 = 55022,35 \text{ KN}$$

2. A l'ELS

$$N_S = G + Q = 33682,07 + 12735,39 = 40049,78 \text{ KN}$$

▪ Détermination de la surface du radier

1. A l'ELU

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{55022,35}{1,33 \times 200} = 206,85 \text{ m}^2$$

2. A l'ELS

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{40049,78}{200} = 200,24 \text{ m}^2$$

D'où

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU}, s_{nec}^{ELS}) = 200,24 \text{ cm}^2$$

$$S_{bat} = 342,93 \text{ m}^2 > S_{rad} = 200,24 \text{ cm}^2$$

REMARQUE

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de

$$L_{deb} = 75 \text{ cm}$$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 82,086 \times 0,75 = 61,5645 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 342,93 + 61,5645 = 404,5 \text{ m}^2$$

VII.4.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS A LA BASE DU RADIER

▪ Charges permanentes

○ Poids du bâtiment

$$G = 33682,07 \text{ KN}$$

▪ Poids de radier

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

○ Poids de la dalle

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_{\text{d}} \cdot \rho_{\text{b}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 404,5 \times 0,45 \times 25 = 4550,62 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = \mathbf{4550,62 \text{ KN}}$$

○ Poids des nervures

$$P_{\text{nerv}} = b_{\text{n}} (h_{\text{n}} - h_{\text{d}}) \rho_{\text{b}} \sum (L \times n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,55 \times (1 - 0,45) \times 170,5 \times 25 = 1289,4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nerv}} = \mathbf{1289,4 \text{ KN}}$$

○ TVO Poids de

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_{\text{n}} - h_{\text{d}}) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_{\text{n}} \sum (L \times n + L_y \times m) = 0,55 \times 170,5 = 93,775 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (404,51 - 93,775) \times (1 - 0,45) \times 17 = 2905,37 \text{ KN}$$

$$P_{\text{TVO}} = \mathbf{2905,37 \text{ KN}}$$

○ Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot \rho_{\text{dalle flottante}} \cdot p_{\text{b}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 404,51 \times 0,16 \times 25 = 1618,04 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = \mathbf{1618,04 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{rad}} = 4550,73 + 1289,4 + 2905,37 + 1618,04 = 10363,54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{10363,54 \text{ KN}}$$

▪ Surcharges d'exploitations

$$\text{Surcharge de bâtiment: } Q = 6367,71 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 1,5 \times 404,51 = 606,76 \text{ KN}$$

▪ Poids total de la structure

$$G_{\text{T}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 33682,07 + 10363,54 = 44045,61 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{T}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 6367,71 + 606,76 = 6974,47 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison d'actions**

1. A l'ELU

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 44045,61 + 1,5 \times 6974,47 = 69923,27 \text{ KN}$$

2. A l'ELS

$$N_S = G + Q = 44045,61 + 6974,47 = 51020,08 \text{ KN}$$

D'où

$$N_u = 69923,27 \text{ KN}$$

$$N_s = 51020,08 \text{ KN}$$

VII.4.4 VERIFICATIONS

▪ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Nous devons vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{69923,27 \times 1}{404,51} \times \frac{5}{2} = 432,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{432,14 \times 10^3}{1000 \times 500}$$

$$\tau_u = 0,86 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ CV}$$

▪ **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec

$M_j (K=0)$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_j (K=0)$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que

1. L'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

2. L'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

▪ Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9,96 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7,85$$

Avec

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ Moment d'inertie du radier

$$I_{XX} = 13160,88 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 22941,91 \text{ m}^4$$

1. Sens longitudinal

$$M_X = 42582,96 + 24736,319 \times 1 = 67319,28 \text{ KN.m}$$

○ A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69923,27}{404,51} + \frac{67319,28}{22941,91} \times 9,96 = 202,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69923,27}{404,51} - \frac{67319,28}{22941,91} \times 9,96 = 143,63 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 202,08 + 143,63}{4} = 187,46 \text{ KN/m}^2$$

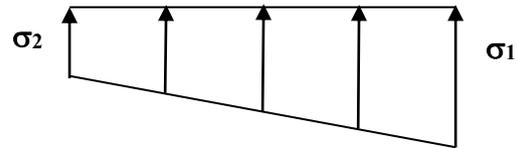


Figure VII.2 Diagramme des contraintes

$$\sigma_m = 187,46 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \text{ CV}$$

○ **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51020,08}{404,51} + \frac{67319,28}{22941,91} \times 9,96 = 155,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51020,08}{404,51} - \frac{67319,28}{22941,91} \times 9,96 = 96,90 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155,35 + 96,90}{4} = 140,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 140,73 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \text{ CV}$$

2. Sens transversal

$$M_Y = 50089,907 + 43542,484 \times 1 = 93632,39 \text{ KN.m}$$

○ **A P'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69923,27}{404,51} + \frac{93632,39}{13160,88} \times 7,83 = 228,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69923,27}{404,51} - \frac{93632,39}{13160,88} \times 7,83 = 117,15 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 228,56 + 117,15}{4} = 200,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 200,7 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \text{ CV}$$

○ **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51020,08}{404,51} + \frac{93632,39}{13160,88} \times 7,83 = 181,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51020,08}{404,51} - \frac{93632,39}{13160,88} \times 7,83 = 70,42 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181,83 + 70,42}{4} = 153,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153,97 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN / m}^2 \text{ CV}$$

VII.4.4 FERRAILLAGE DU RADIER

▪ Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

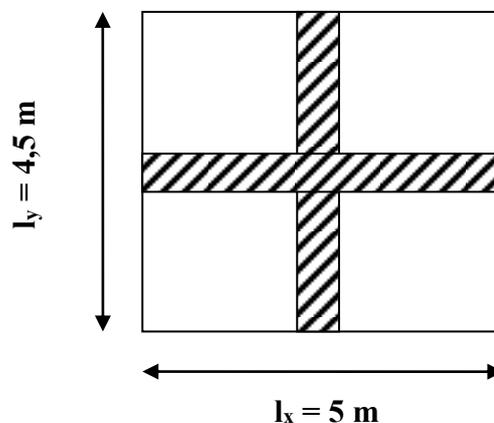
Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

○ Identification du panneau le plus sollicité

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4,5\text{m}$ et $l_y = 5 \text{ m}$



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{5} = 0,9$$

$$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1$$

→ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec

- **A l'ELU**

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(187,46; 200,7) = 200,7 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS**

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(140,73; 153,97) = 153,97 \text{ KN/m}^2$$

D'où

1. A l'E.L.U

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(200,7 - \frac{10363,54}{404,5} \right) \times 1 \text{ m} = 175,08 \text{ KN/ml}$$

2. A l'E.L.S

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(153,97 - \frac{10363,54}{404,5} \right) \times 1 \text{ m} = 128,35 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul a l'ELU**

- **Calcul des sollicitations**

On a $\rho = 0,9$ et $v = 0$

$$\text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

1. Moments fléchissant

- **Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0458 \times 175,08 \times 4,5^2 = 162,37 \text{ KN.m}$$

- **Suivant (y-y)**

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,778 \times 162,37 = 126,32 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de **0.5** aux appuis et **0.75** en travée.

2. Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 162,37 \\ &= 121,77 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 126,32 \\ = 94,74 \text{ KN.m}$$

3. Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 162,3 \\ = -81,185 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 126,32 \\ = -63,16 \text{ KN.m}$$

▪ Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h = 45 cm**

Tableau VII.4 Ferrailage du radier

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	81,185	0,0846	0,99	SSA	9,06	9HA12 = 10,18	20
	Travée	121,77	0,1269	0,972	SSA	13,84	9HA14 = 13,85	20
yy	Appuis	63,16	0,0658	0,994	SSA	7,02	9HA12 = 10,18	20
	travée	94,74	0,0987	0,982	SSA	10,66	9HA14 = 13,85	20

VII.4.5 VERIFICATION A L'ELU

▪ Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour fe400

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \frac{3 - 0,9}{2} \times 100 \times 45 = 3,78 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 Vérification de la condition de non fragilité

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	10,18	3,78	Condition vérifiée
	Travée	13,85		Condition vérifiée
yy	Appuis	10,18		Condition vérifiée
	travée	13,85		Condition vérifiée

▪ Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans les sens xx**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ CV}$$

- **Dans le sens yy**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \text{ CV}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 45 = 40$$

$$p = q_{um} l_x l_y = 175,08 \times 4,5 \times 5 = 3939,3 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens x-x**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3939,3}{3 \times 5} = 262,62 \text{ KN}$$

- **Sens-y-y**

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3939,3}{2 \times 5 + 4,5} = 271,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{271,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,4} = 0,67 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5 CALCUL ET VERIFICATION A L'ELS

On a: $\rho = 0,9$ et $v = 0,2$

- **A P'ELS** $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$

1. Moments fléchissant▪ **Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0529 \times 128,35 \times 4,5^2$$

$$= 137,49 \text{ KN.m}$$

▪ **Suivant (y-y)**

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,846 \times 137,49 = 116,31 \text{ KN.m}$$

2. Moments en travées

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 137,49 = 103,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 116,31 = 87,23 \text{ KN.m}$$

3. Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 137,49$$

$$= -68,745 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 116,31 = -58,155 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes**○ **Dans le béton**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	10,18	68,745	0,251	0,919	46,73	181,43	348	3,88	15	Cv
	Travée	13,85	103,11	0,342	0,909	39,95	202,22	348	5,61	15	Cv
Y _y	Appuis	10,18	58,155	0,251	0,919	46,73	153,48	348	3,28	15	Cv
	travée	13,85	87,23	0,342	0,909	39,95	171,08	348	4,28	15	Cv

REMARQUE

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

VII.5.1 SOLLICITATION DE CALCUL

▪ A l'ELU

$$P_u = q_u = 175,08 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-175,08 \times 0,75^2}{2} = -49,24 \text{ KN.m}$$

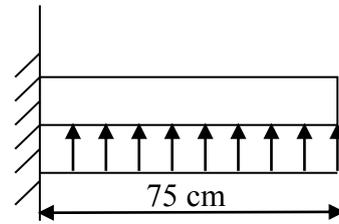


Figure VII.3 Schéma statique du débord

▪ A l'ELS

$$P_s = q_s = 128,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-128,35 \times 0,75^2}{2} = -36,1 \text{ KN.m}$$

VII.5.2 CALCUL DES ARMATURES

$$B = 1 \text{ m}; d = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49,24 \cdot 10^2}{100 \times 40^2 \times 14,2} = 0,002 < 0,392 \text{ SSA} \rightarrow \mu = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49,24 \cdot 10^2}{0,999 \times 40 \times 34,8} = 3,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.5.3 VERIFICATION A L'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40 \times 2,1}{400} = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

VII.5.4 ARMATURES DE REPARTITION

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.5.5 VERIFICATION A L'ELS

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 40} = 0,141$$

$$\rho_1 = 0,141 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow \alpha_1 = 0,195$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,195}{15(1 - 0,195)} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{36,1 \times 10^{-3}}{0,935 \times 0,40 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 170,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 170,83 = 2,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa CV}$$

VII.5.6 Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 170,83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa CV}$$

REMARQUE

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.6 FERRAILAGE DE LA NERVURE

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal**

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

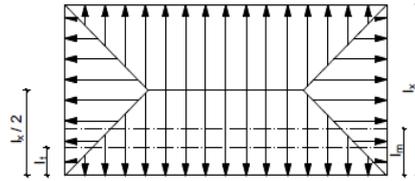


Figure VII.4 Répartition trapézoïdale

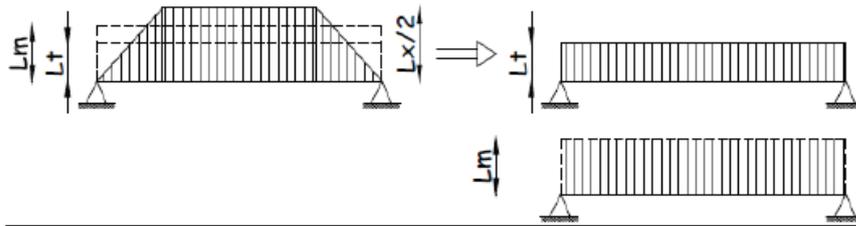
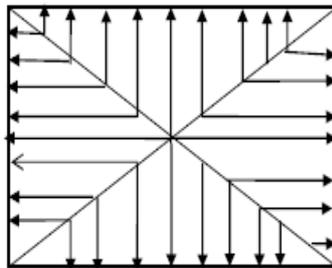


Figure VII.4 Présentation des chargements simplifiés

▪ Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25xl_x$



Figures VII.5 Répartition triangulaire

▪ Déterminations des charges

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(200,7 - \frac{10363,54}{404,5} - \frac{1289,4}{93,775} \right) \times 1 \text{ ml} = 161,34 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(153,97 - \frac{10363,54}{404,5} - \frac{1289,4}{93,775} \right) \times 1 \text{ ml} = 114,59 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Sens longitudinale nervure (file 5)

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

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT		EFFORT TRANCHANT	
									ΣQu	ΣQs	Qs	ΣQs
B-D	1	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59	483,53	343,42	128,91	257,82
	2	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59			128,91	
D-E	1	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59	483,53	343,42	128,91	257,82
	2	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59			128,91	
E-F	1	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59	483,53	343,42	128,91	257,82
	2	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59			128,91	
F-G	1	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59	483,53	343,42	128,91	257,82
	2	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59			128,91	
G-H	1	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59	483,53	343,42	128,91	257,82
	2	4,5	5	0,9	1,49	1,12	161,34	114,59			128,91	

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

REMARQUE

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal nervure (file E)

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

travée	panneau	LY	LX	ρ	lm	lt	qu	qs	Moment flechissant		Effort tranchant	
									ΣQu	ΣQs	ΣQu	ΣQs
2-4	1	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59	537,26	381,58	403,35	286,47
	2	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59				
4-5	1	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59	537,26	381,58	403,35	286,47
	2	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59				
5-6	1	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59	537,26	381,58	403,35	286,47
	2	5	4,5	0,9	1,66	1,25	161,34	114,59				

▪ Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

○ Sens longitudinal

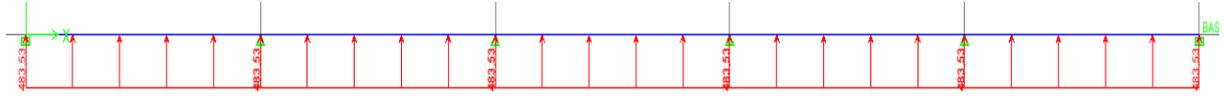


Figure VII.6 Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)

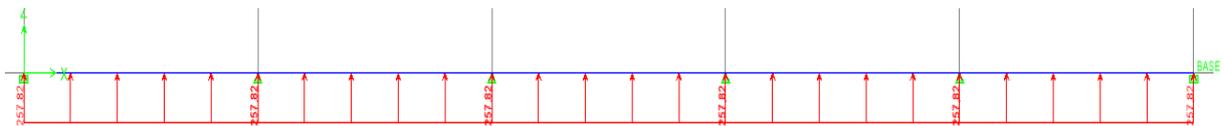


Figure V.7 Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal)

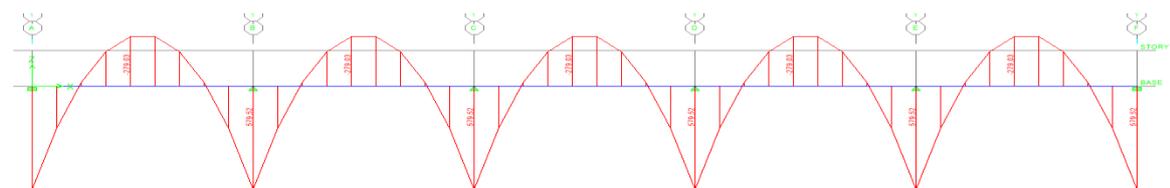


Figure VII.8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

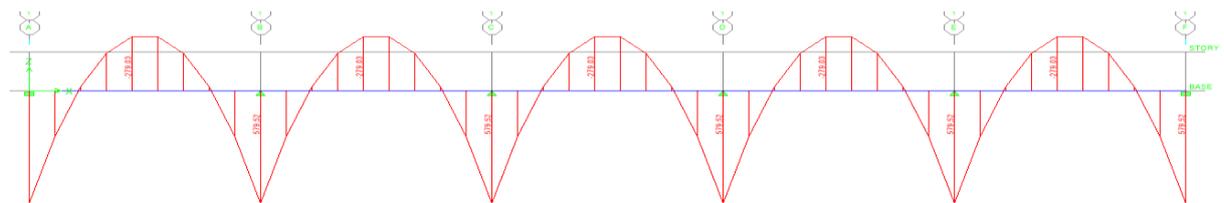


Figure VII.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

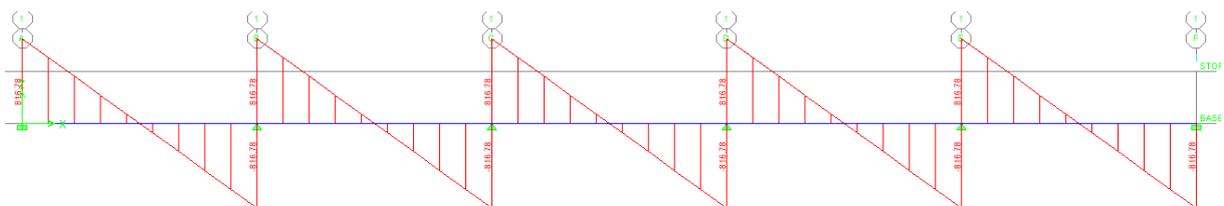


Figure VII.10 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

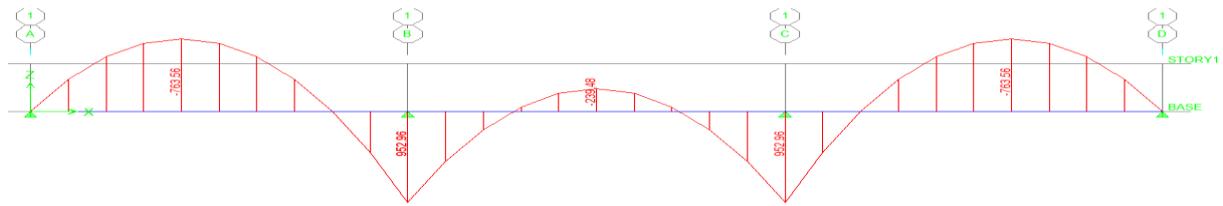


Figure VII.15 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

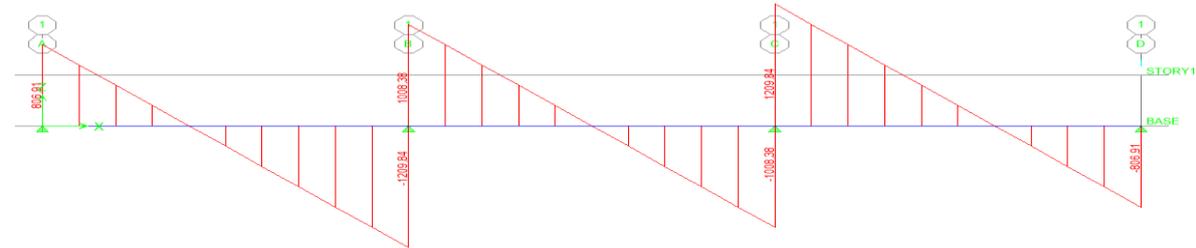


Figure VII.16 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

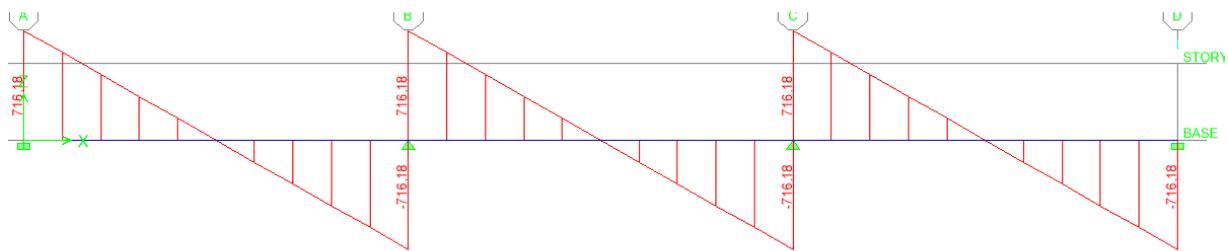


Figure VII.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau VII.9 Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	815,96	579,62	1192,29	794,48
$M_{t\max}$ (KN.m)	392,87	279,03	559,69	397,48
T_{\max} (KN)	816,78	580,10	1008,38	716,18

- **Calcul des Armatures**

- **Armatures longitudinales $b=55\text{ cm}$ $d=90\text{ cm}$**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.10 Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Sect ion	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	St(cm)
xx	Appuis	815,96	0,128	0,931	SSA	30	5HA20 filante + 5HA20 = 31,4	15
	Travée	392,87	0,062	0,968	SSA	12,95	2HA16 filante + 5HA20 = 19,71	15
yy	Appuis	1192,29	0,188	0,895	SSA	42,53	5HA20 filante + 10HA20 = 47,1	15
	travée	559,69	0,088	0,955	SSA	18,71	2HA16 filante + 5HA20 = 19,71	15

- **Armatures transversales** (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99)

1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8\text{ mm}$$

2. Espacement des armatures

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\max}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{25; 24\} = 10\text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \text{ Soit } S_t = 20\text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales** (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

○ **Armatures de peau** (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 5,97 \text{ cm}^2$$

○ **Sens longitudinal**

1. Aux appuis

$$A_a = 31,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,97 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

2. En travées

$$A_t = 19,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,97 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

○ **Sens transversal**

1. Aux appuis

$$A_a = 47,1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,97 \text{ cm}^2$$

2. En travée

$$A_t = 19,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,97 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

○ **Sens longitudinal**

$$T_u^{\max} = 816,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{816,78 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,56 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa CV}$$

○ **Sens transversal**

$$T_u^{\max} = 1008,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1008,38 \times 10^3}{550 \times 900} = 2,03 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa CV}$$

On doit vérifier que

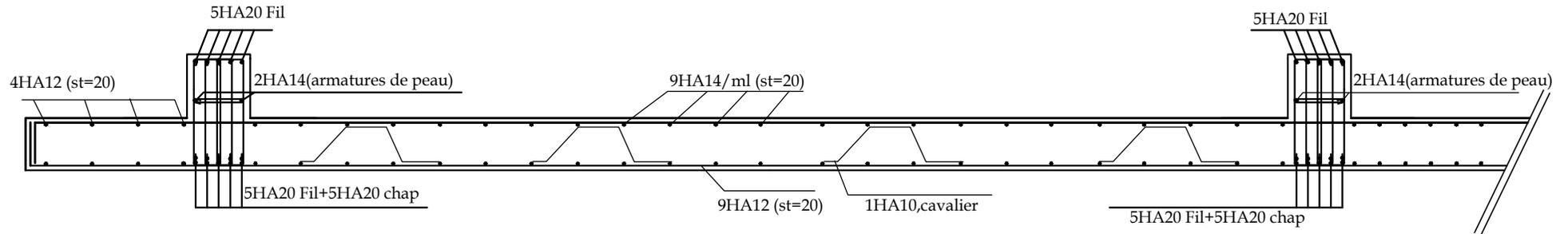
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

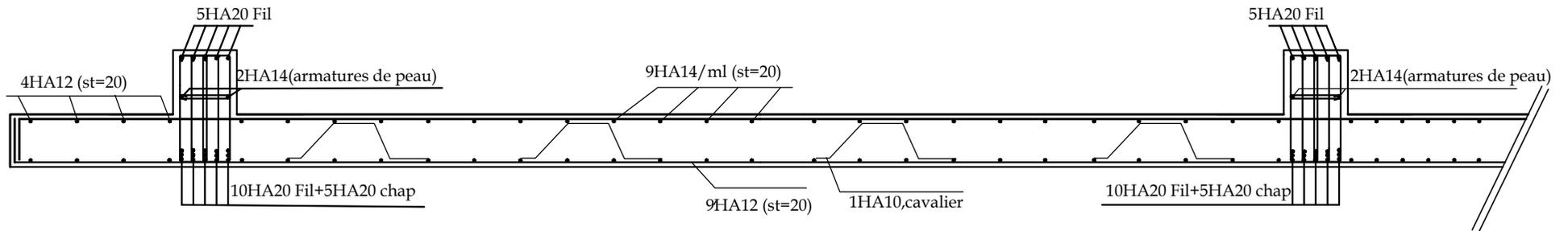
Tableau VII.11 Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	31,4	579,62	0,634	0,882	27,37	232,54	348	8,49	15	Cv
	Travée	19,71	279,03	0,402	0,902	36,02	174,38	348	4,84	15	Cv
yy	Appuis	47,1	794,48	0,951	0,863	21,50	217,17	348	10,10	15	Cv
	travée	19,71	397,48	0,398	0,903	36,55	248,14	348	6,78	15	Cv

PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL SENS X-X



PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL SENS Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY Faculté du génie de la construction
DE TIZI OUZOU Département de génie civil

Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol

Melle: FETTIS FAZIA

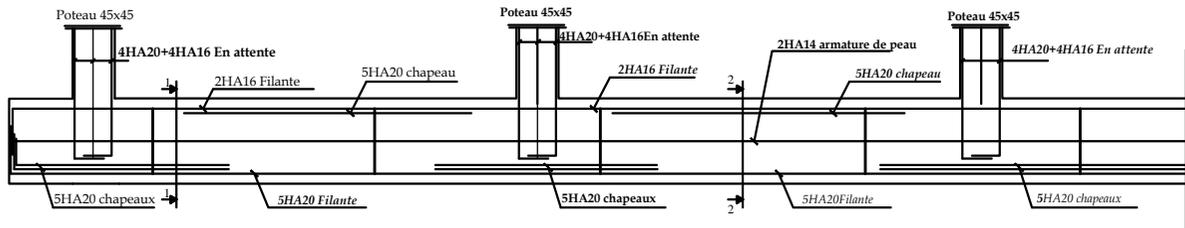
Melle: BOUDHANE
KAHINA

Mr : A. BOUHERAOUA

**Plan de ferrailage du radier
général**

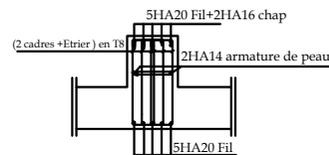
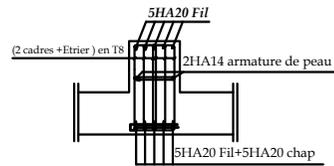
2016/2017

FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X

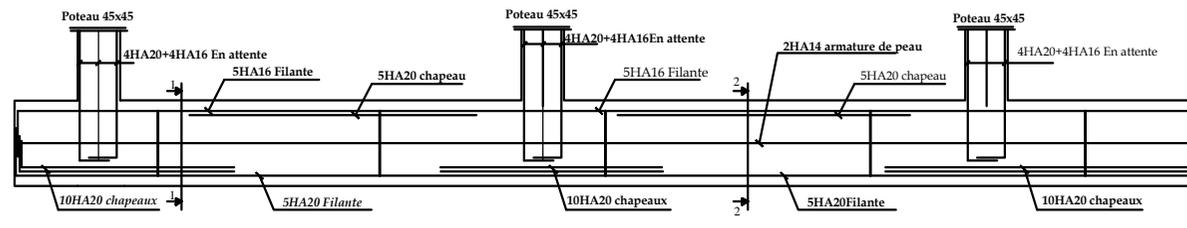


COUPE 1-1

COUPE 2-2

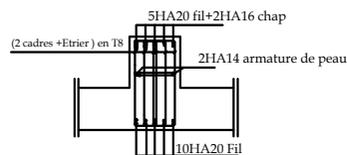
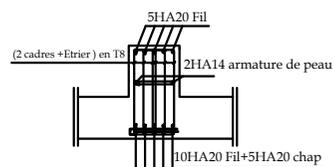


FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS Y-Y



COUPE 1-1

COUPE 2-2



UNIVERSITE MOULUD MAMMARI Faculté du génie de la construction
DE TIZI OUZOU Département de génie civil

Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol

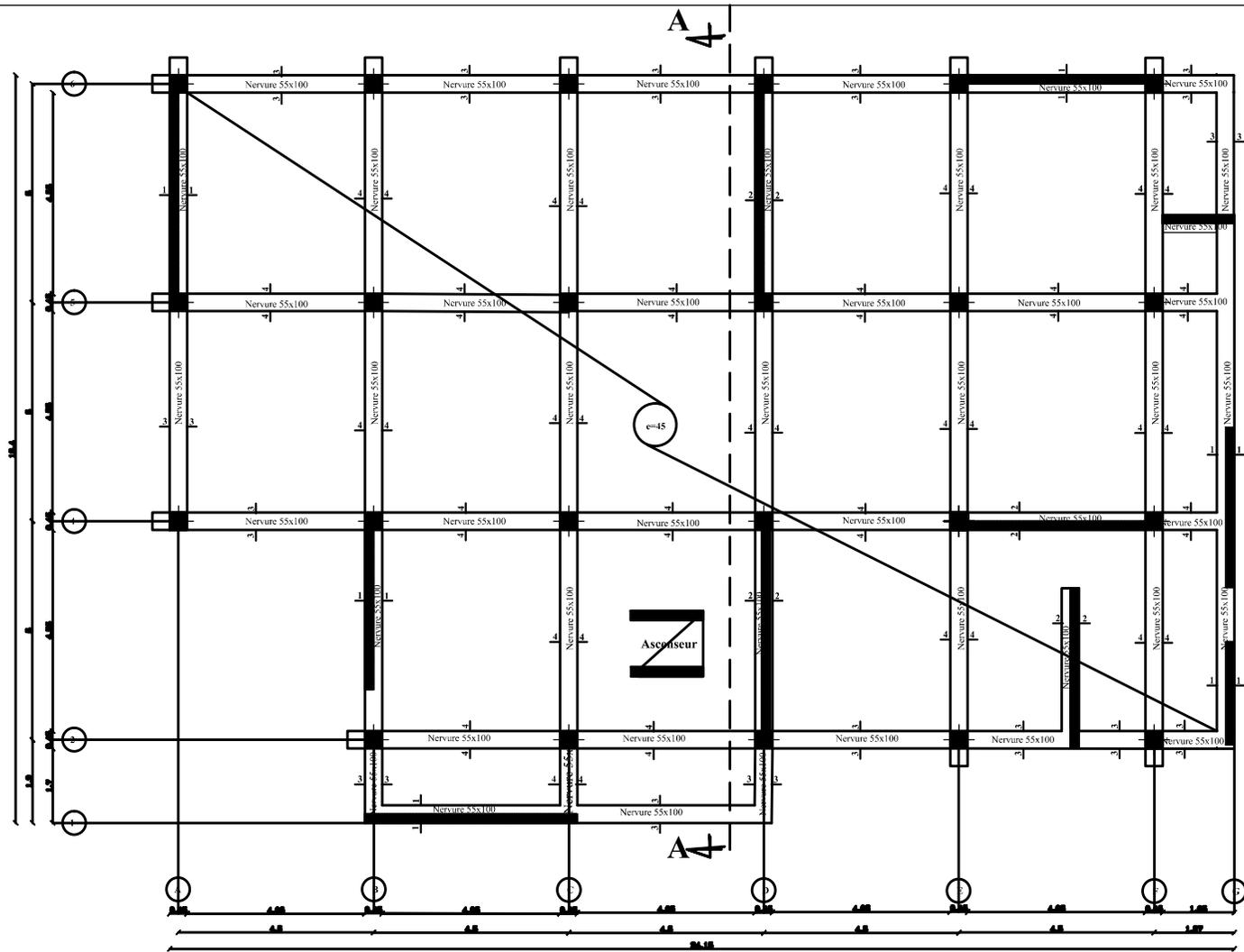
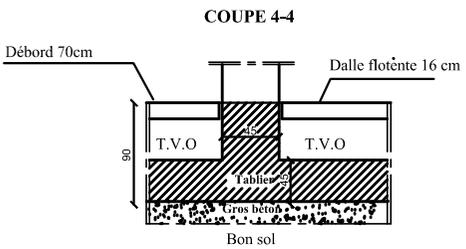
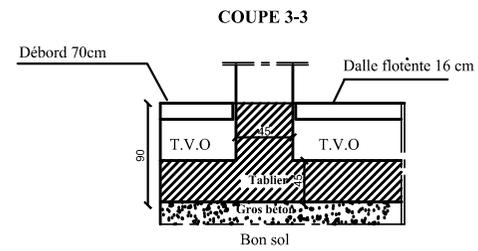
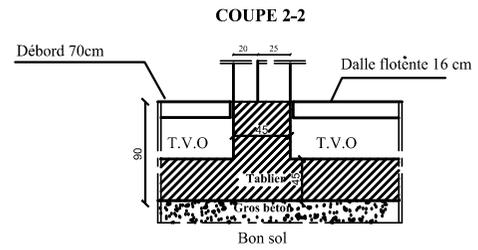
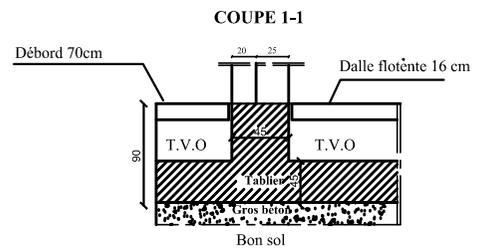
Melle: FETTIS FAZIA

Melle: BOUDHANE
KAHINA

Mr : A. BOUHERAOUA

**Plan de ferrailage de la
nerature**

2016/2017



PLAN DE COFFRAGE DE LA NERVURE

UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+S/sol			
Melle: FETTIS FAZIA	Plan de coffrage de la nervure	2016/2017	
Melle: BOUDHANE KAHINA			
Mr : A. BOUHERAOUA			

CHAPITRE VIII

ETUDE DU MUR PLAQUE

VIII.1. Introduction

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi unjoint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VIII.2 Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII.2.1 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

$$K_0 : \text{Coefficient des poussées de terre au repos} \quad K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

1) Données de calcul

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

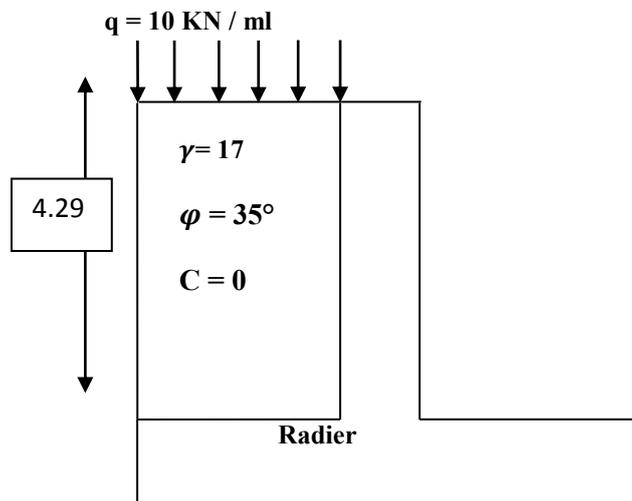


Figure VII.1 Schéma statique du Mur

2) Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.29 \text{ m}$$

▪ ELU

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.29 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 4.29 + 1.5 \times 10) = 58.99 \text{ KN/m}^2$$

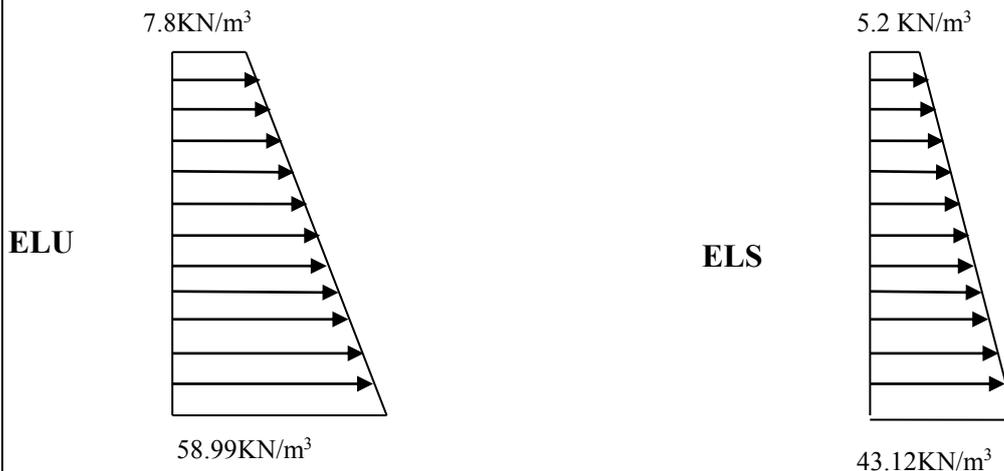
▪ ELS

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.29 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 4.29 + 10) = 43.12 \text{ KN/m}^2$$

3) Diagramme des contraintes



4) Charges moyennes

▪ ELU

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 58.99 + 7.8}{4} \times 1 \text{ m} = 46.19 \text{ KN/ml}$$

▪ ELS

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 43.12 + 5.2}{4} \times 1 \text{ m} = 33.64 \text{ KN/ml}$$

VIII.3. Ferrailage du mur plaque

VIII.3.1 Méthode de calcul

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

1) Identification de panneau

$$L_x = 4.29\text{m et } L_y = 4.5 \text{ m}$$

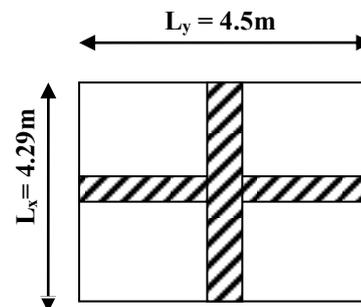
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.29}{4.50} = 0.95 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

2) Calcul à l'ELU

$$\rho = 0.95 \rightarrow \mu_x = 0.0410 \text{ et } \mu_y = 0.888$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0410 \times 34.62 \times (4.29)^2 = 26.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.888 \times 26.12 = 23.19 \text{ KN.m}$$



3) Correction des moments

▪ Sens x-x

$$M_a = -0.5 \times 26.12 = -13.06\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 26.12 = 19.59\text{KN.m}$$

▪ Sens-y-y

$$M_a = -0.5 \times 23.19 = -11.59\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 23.19 = 17.39\text{KN.m}$$

4) Ferrailage du mur plaque

▪ Détermination des armatures

$$d = 20 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{St}}$$

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	13.06	0.022	0.989	SSA	1.89	2	6HA12 = 6.78	16	20
	Travée	19.59	0.034	0.983	SSA	2.86	2	6HA12 = 6.78	16	20
yy	Appuis	11.59	0.020	0.990	SSA	1.68	2	6HA12 = 6.78	16	20
	travée	17.39	0.030	0.985	SSA	2.53	2	6HA12 = 6.78	16	20

Tableau VII.1 Ferrailage du mur plaque

VIII.4. Recommandations du RPA

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VIII.5. Vérification à l'ELS

VIII.5.1 Calcul à l'ELS

$$\rho = 0.95 \rightarrow \mu_x = 0.0483 \text{ et } \mu_y = 0.923$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_X^2 = 0.0483 \times 33.64 \times (4.29)^2 = 29.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.923 \times 29.9 = 27.60 \text{ KN.m}$$

VIII.5.2 Correction des moments

▪ Sens x-x

$$M_a = -0.5 \times 29.9 = -14.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 29.9 = 22.42 \text{ KN.m}$$

- **Sens-y-y**

$$M_a = - 0.5 \times 27.6 = - 13.8 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 27.6 = 20.7 \text{KN.m}$$

VIII.5.2 Vérification des contraintes

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}\right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Dans le béton**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.78	14.95	0.339	0.909	39.95	121.28	201.63	3.03	15	Cv
	Travée	6.78	22.42	0.339	0.909	39.95	181.89	201.63	4.55	15	Cv
yy	Appuis	6.78	13.8	0.339	0.909	39.95	111.95	201.63	2.80	15	Cv
	travée	6.78	20.7	0.339	0.909	39.95	167.93	201.63	4.20	15	Cv

Tableau VII.2 vérification des contraintes à ELS

Résultats

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit**

- **Sens x-x**

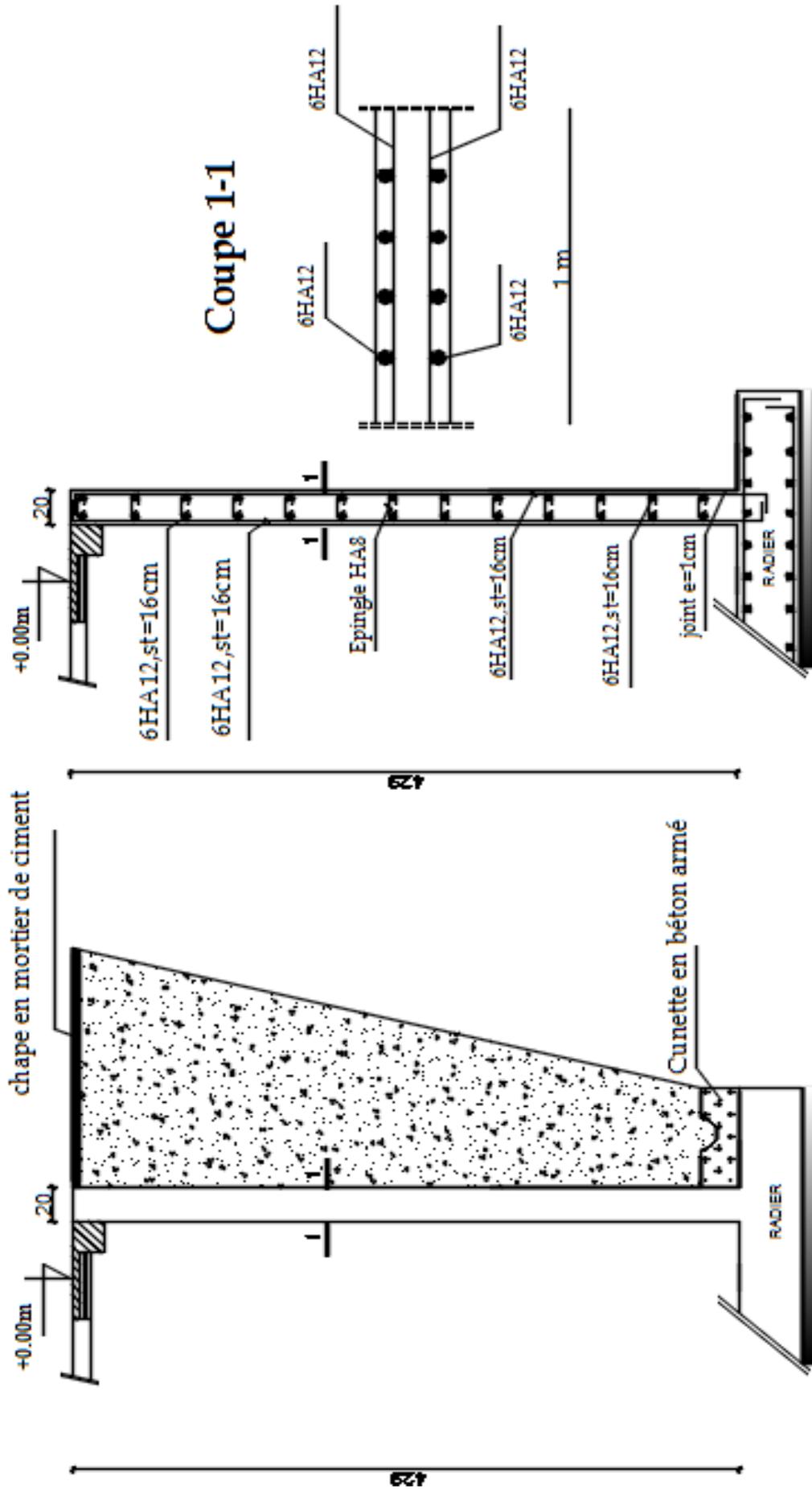
En travée : 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

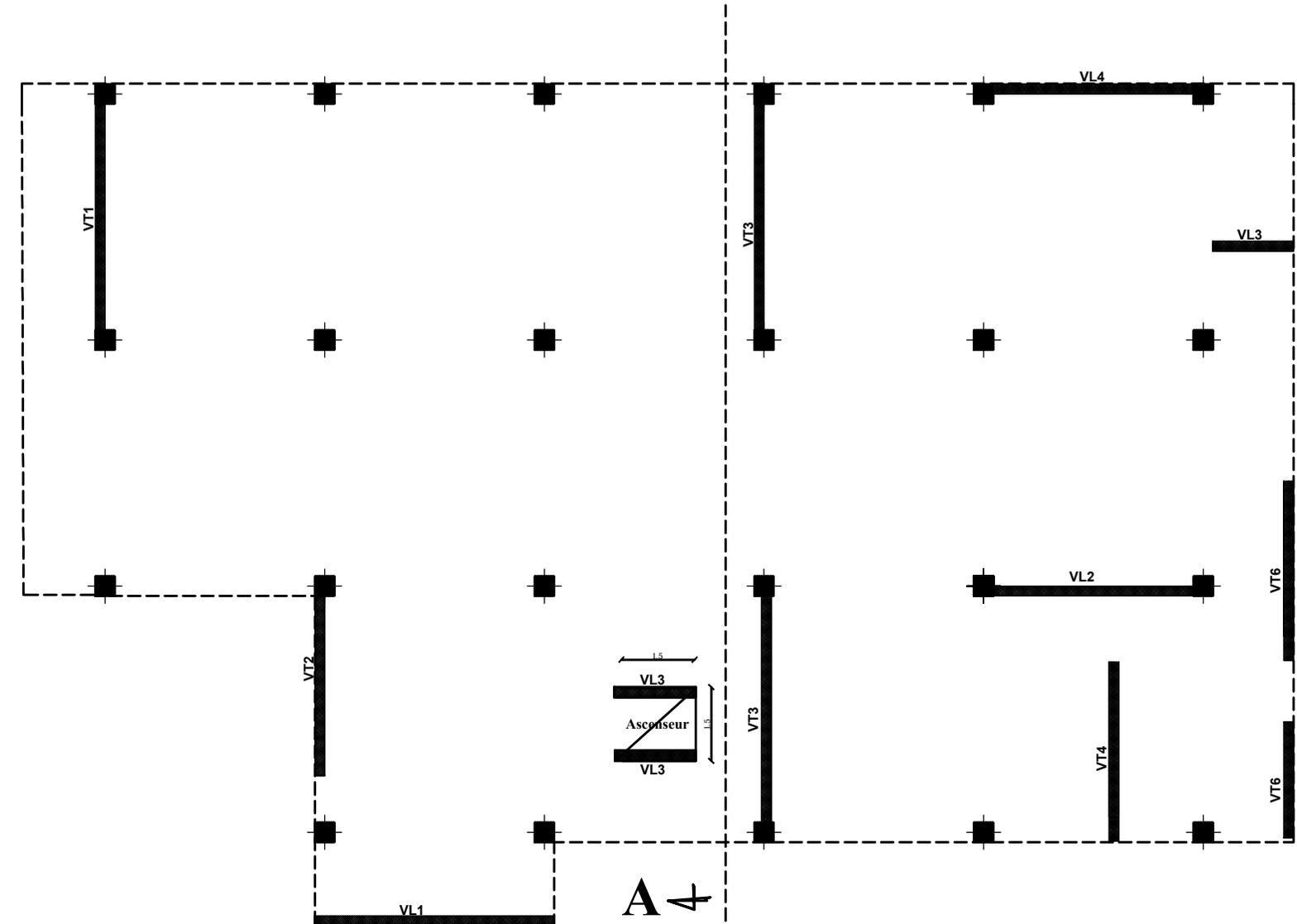
- **Sens-y-y**

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

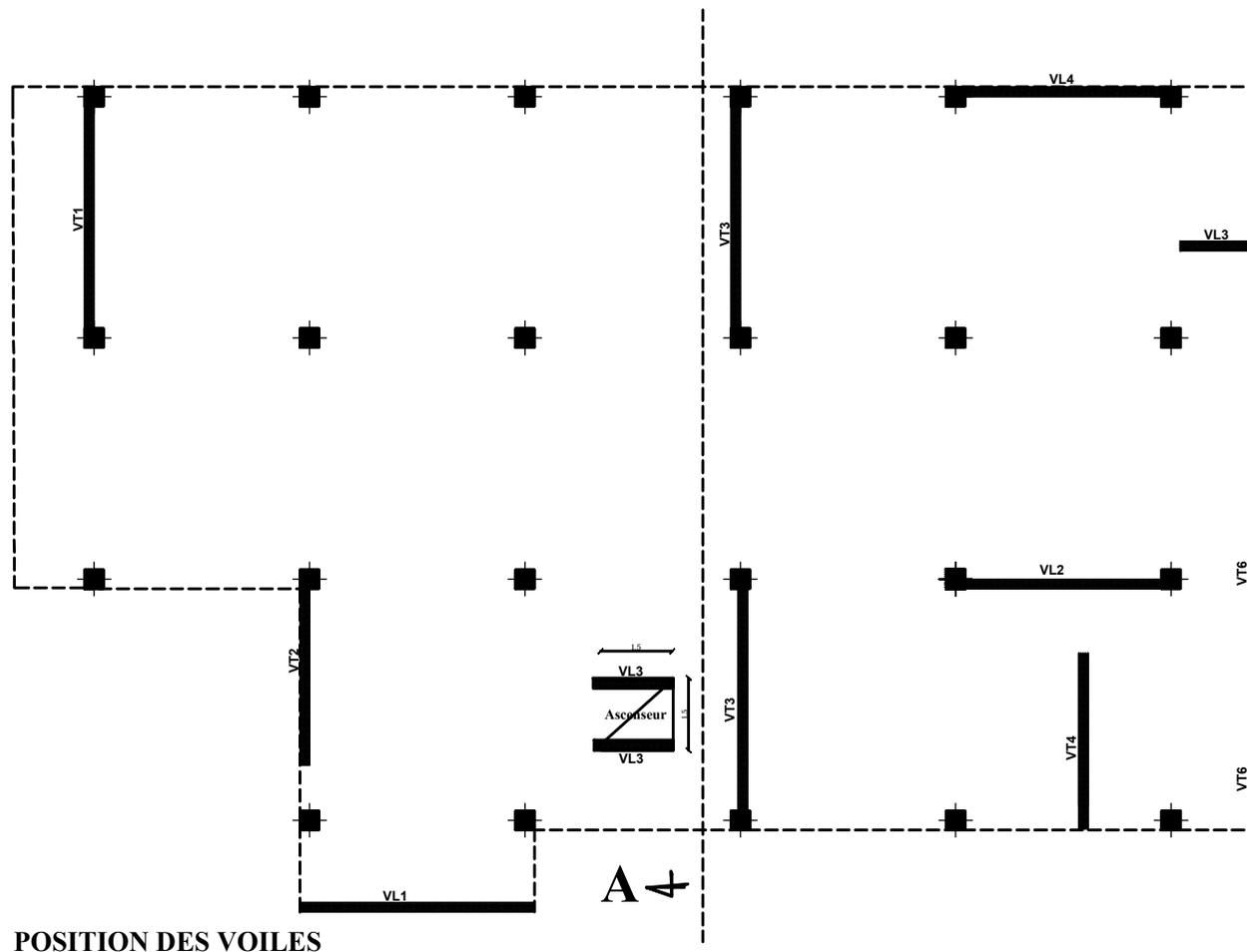
Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.



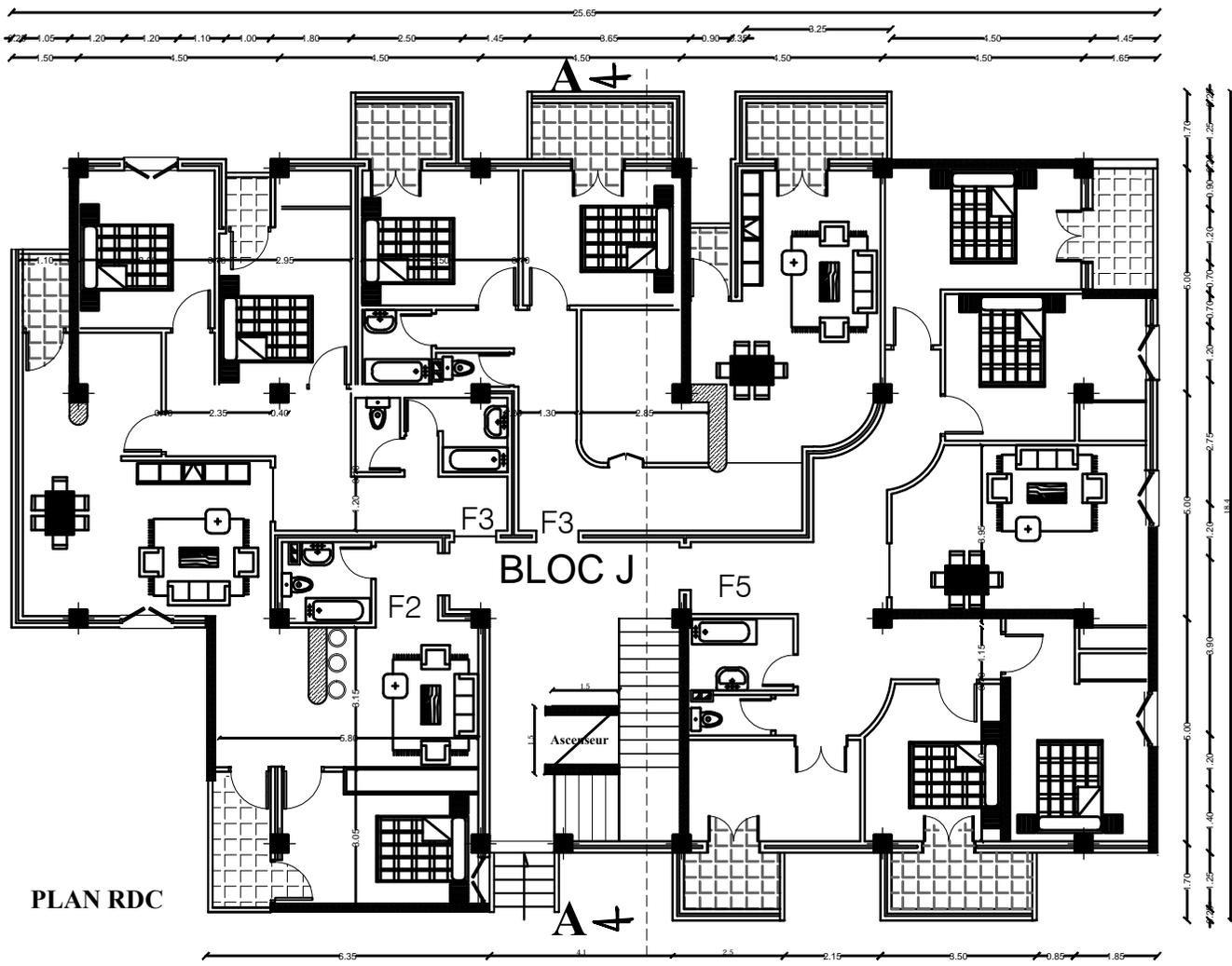
Plan de ferrailage du mur plaque

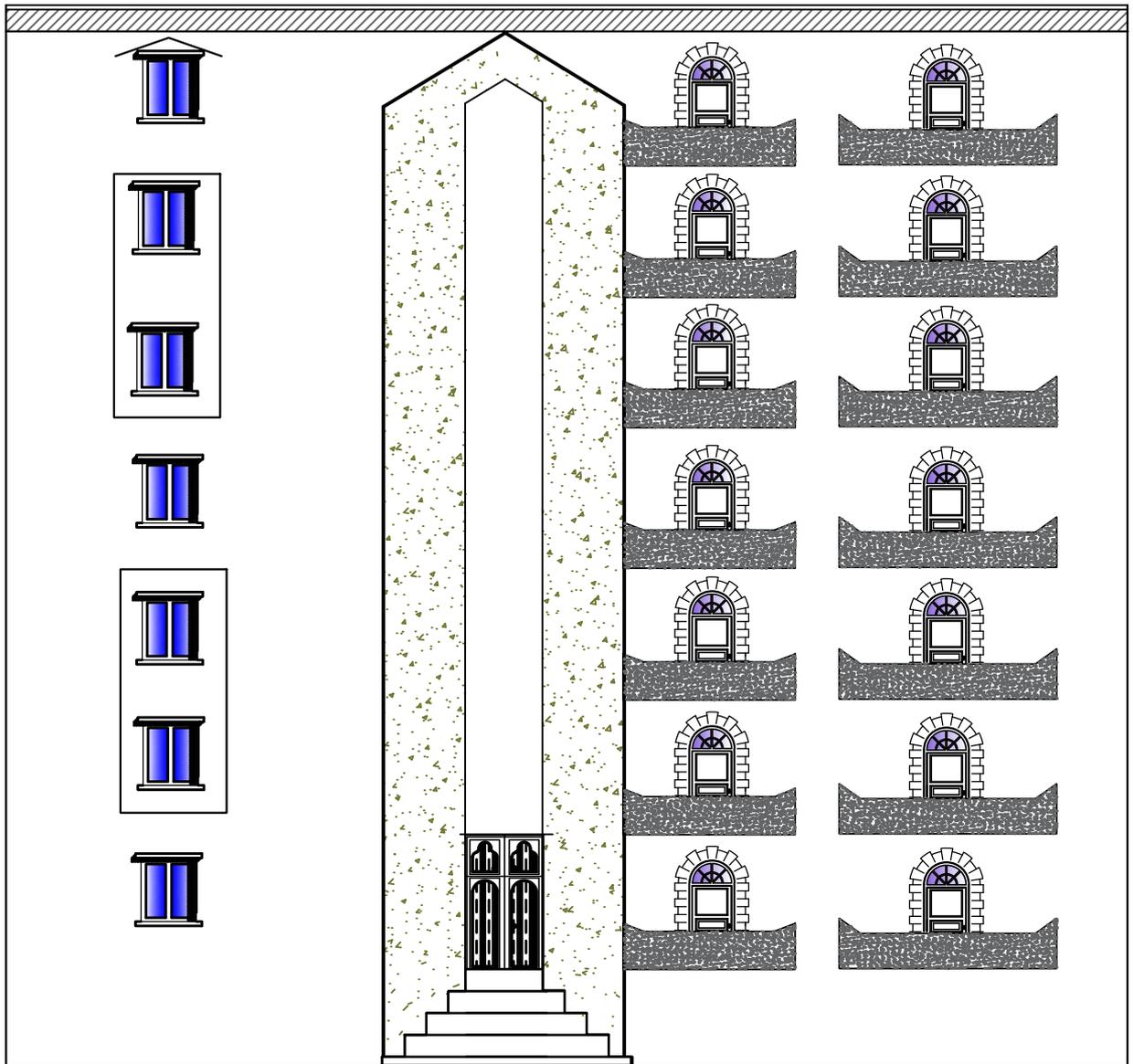


Plan Sous-Sol

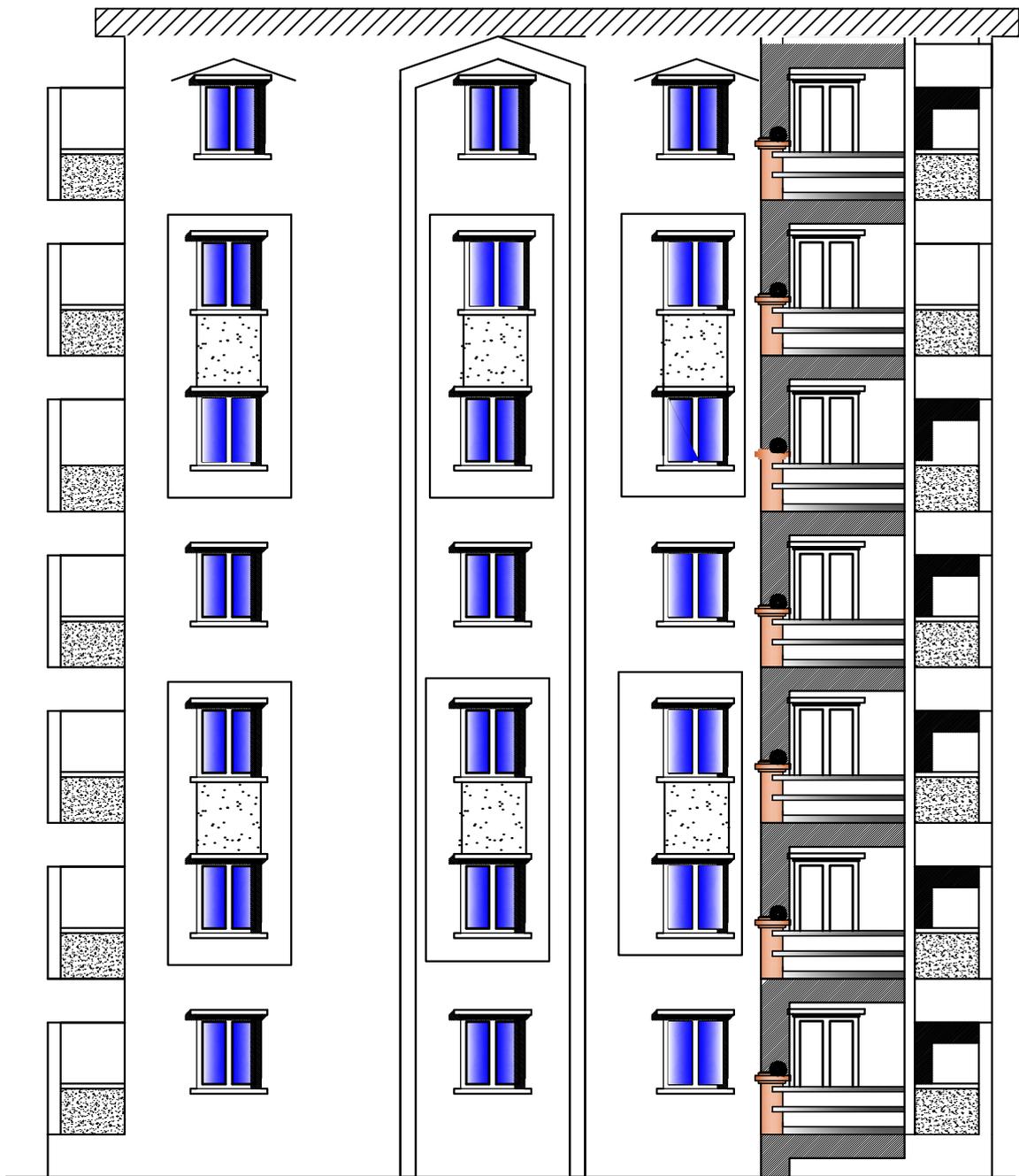


POSITION DES VOIES





FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE

ETAGE 06

ETAGE 05

ETAGE 04

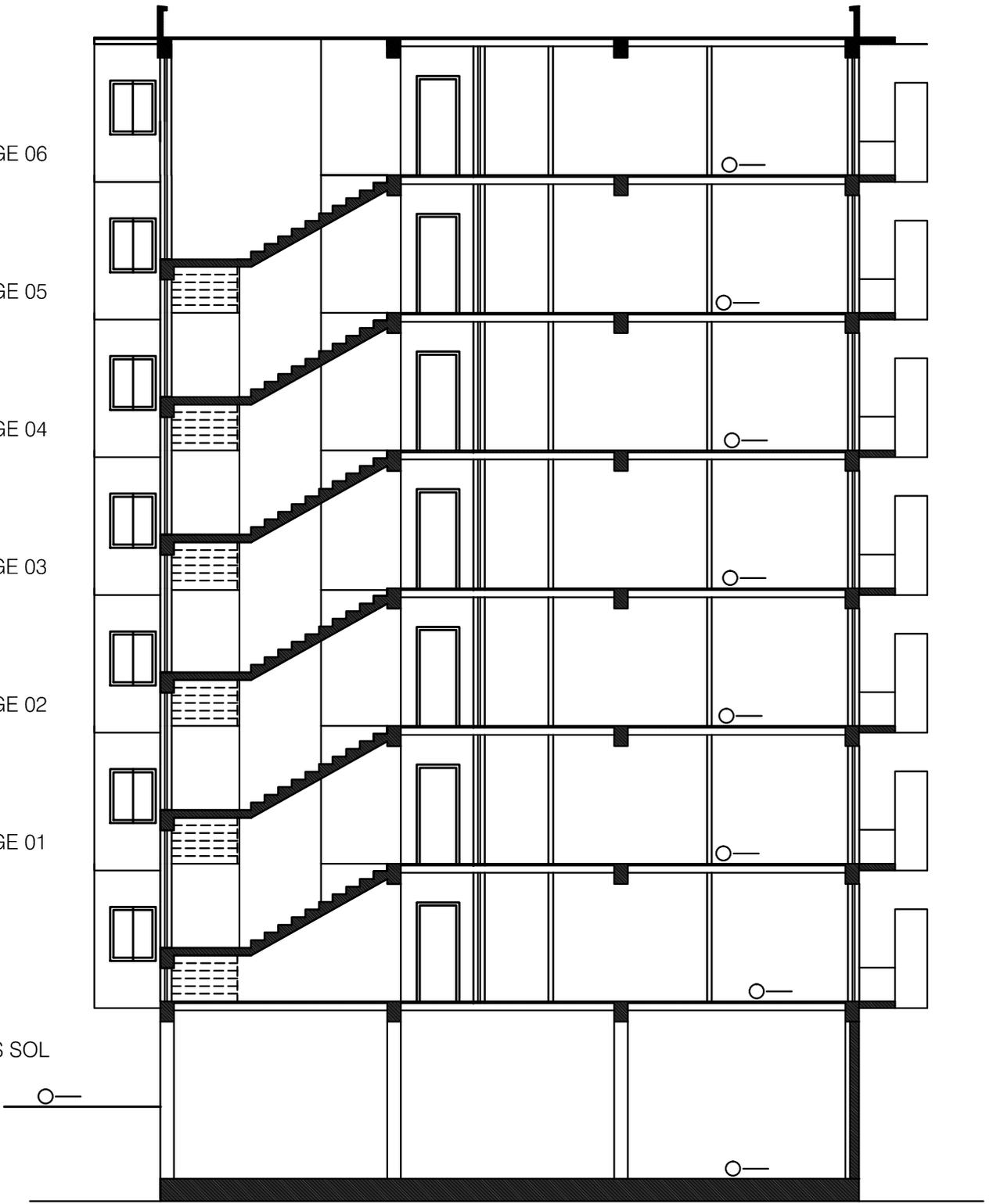
ETAGE 03

ETAGE 02

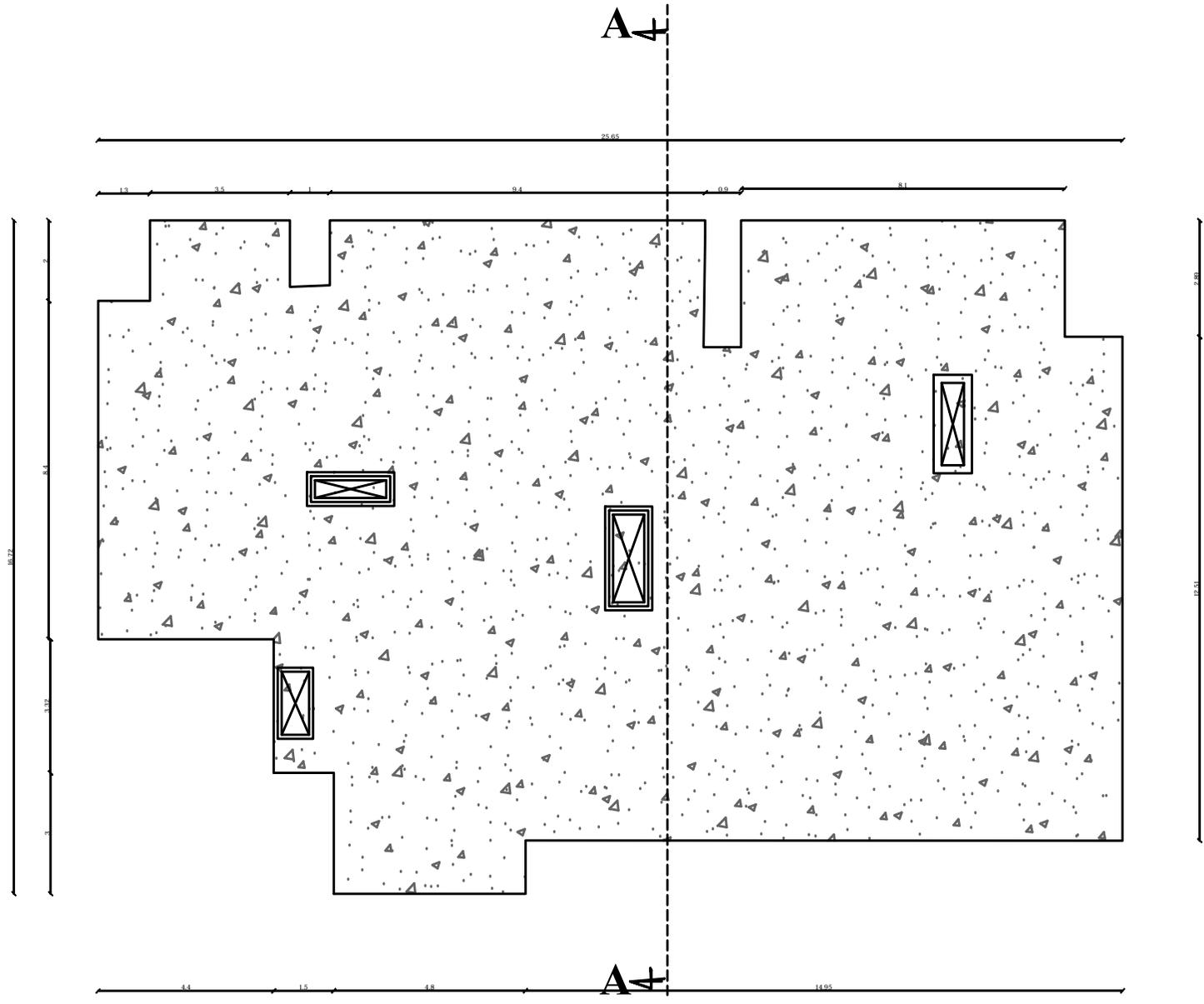
ETAGE 01

RDC

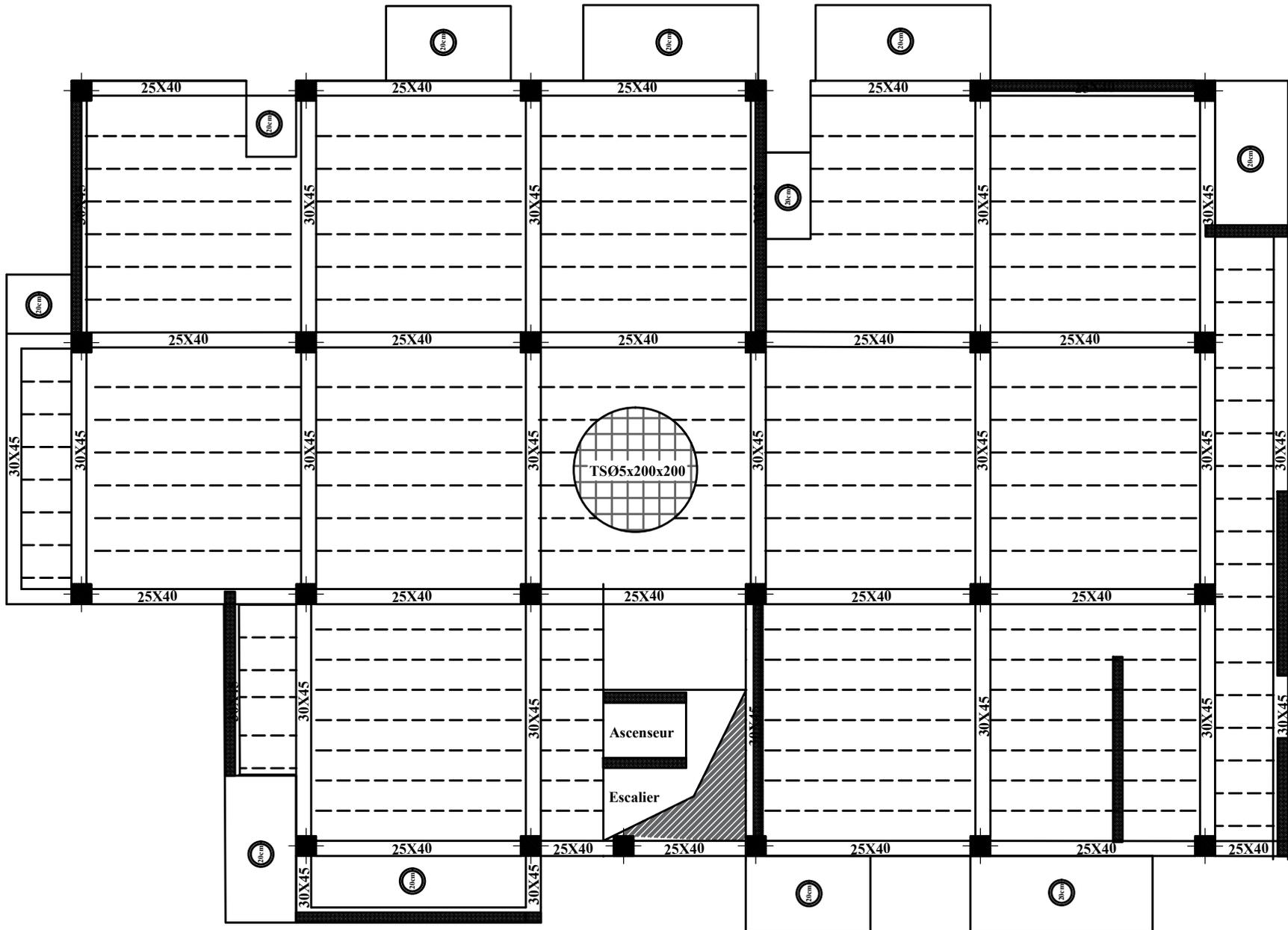
SOUS SOL



COUPE A-A



PLAN TOITURE



PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'une part, d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul et, de l'autre, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel **ETABS** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera, à défaut d'être une référence, tout au moins un point d'appui pour les futures « fins de cycle », pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.