

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté Du génie de la construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme MASTER en Génie Civil
Option : Construction Civil et Industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+5+S.Sol) à usage
d'habitation et commercial contreventée
Par des voiles*

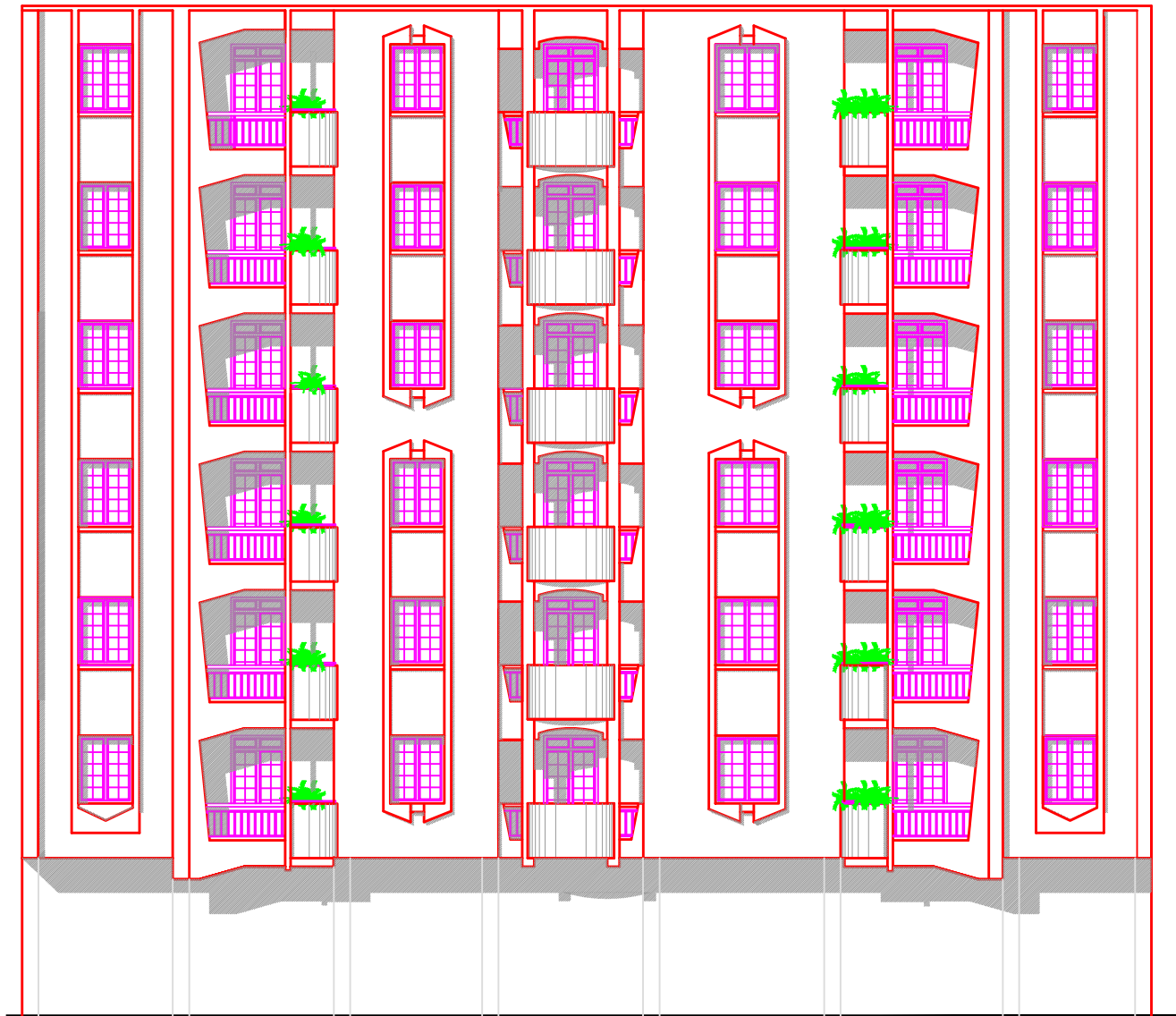


Etudié par:
M^r. BENTCHAKAL LYES

Dirigé par :
M^{me} SMAHI

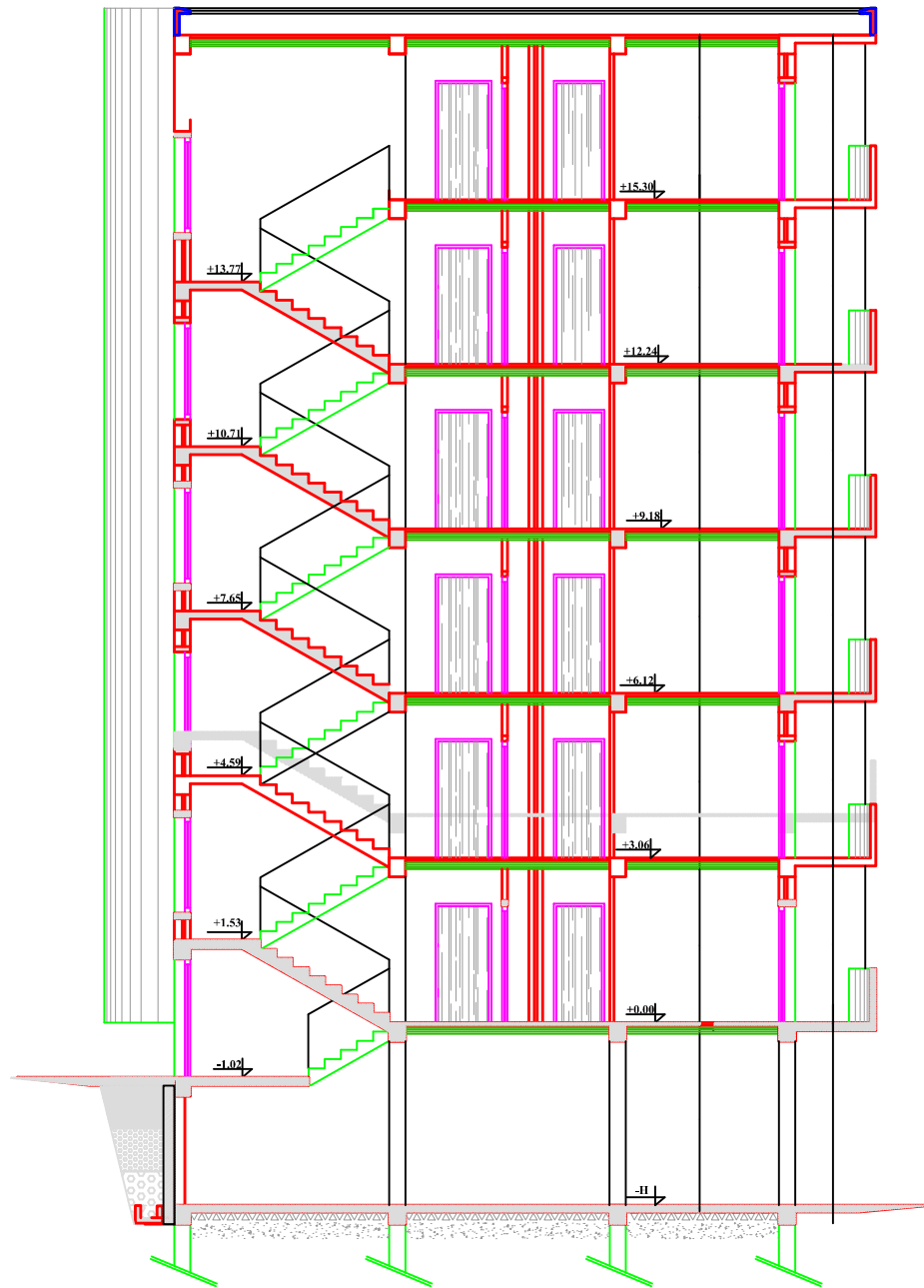
M^{elle}. AIT GHERBI THINHINANE

Année 2017/2018



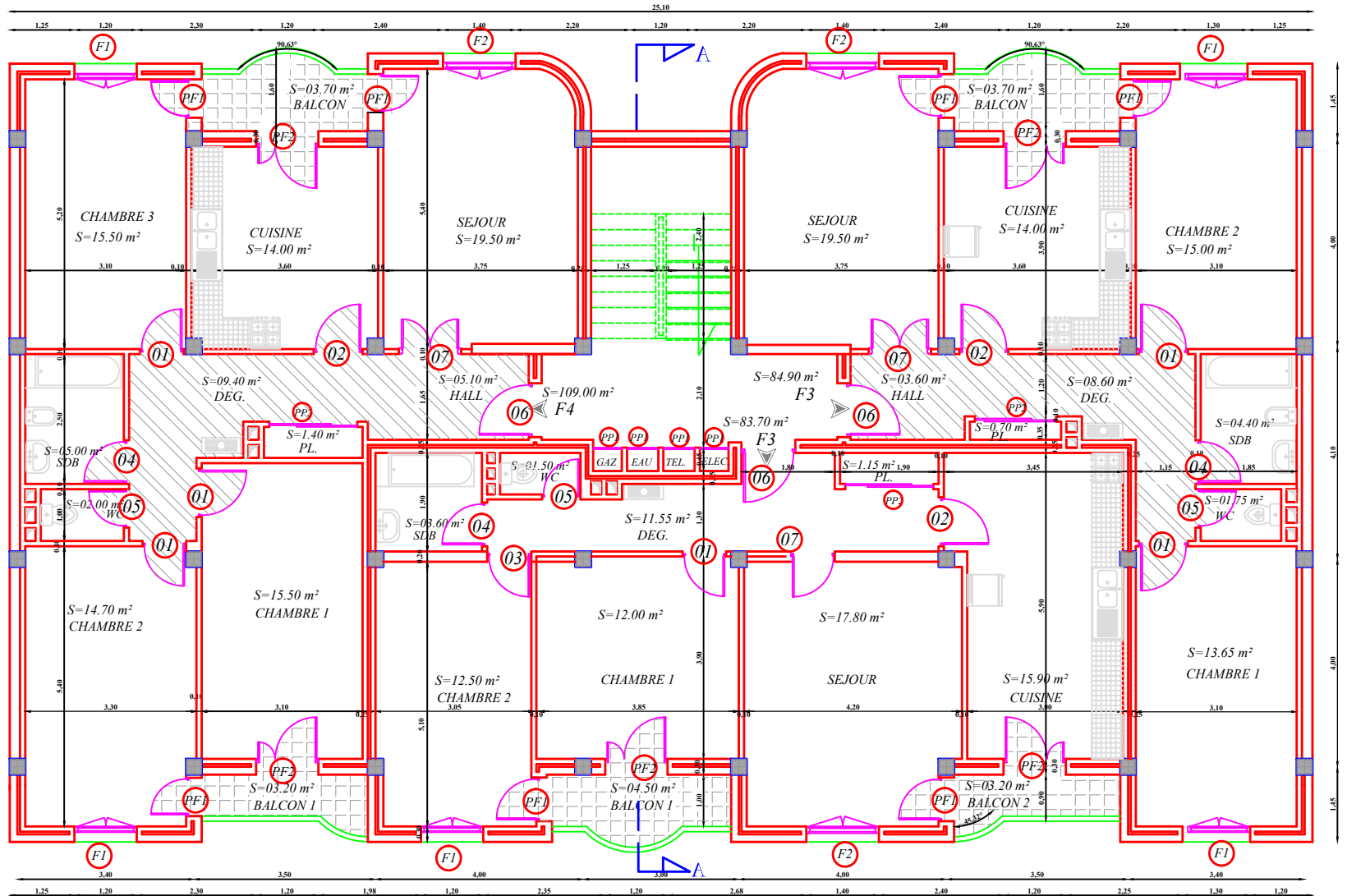
FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DU FACADE PRINCIPALE	PROMOTION: 2017/2018



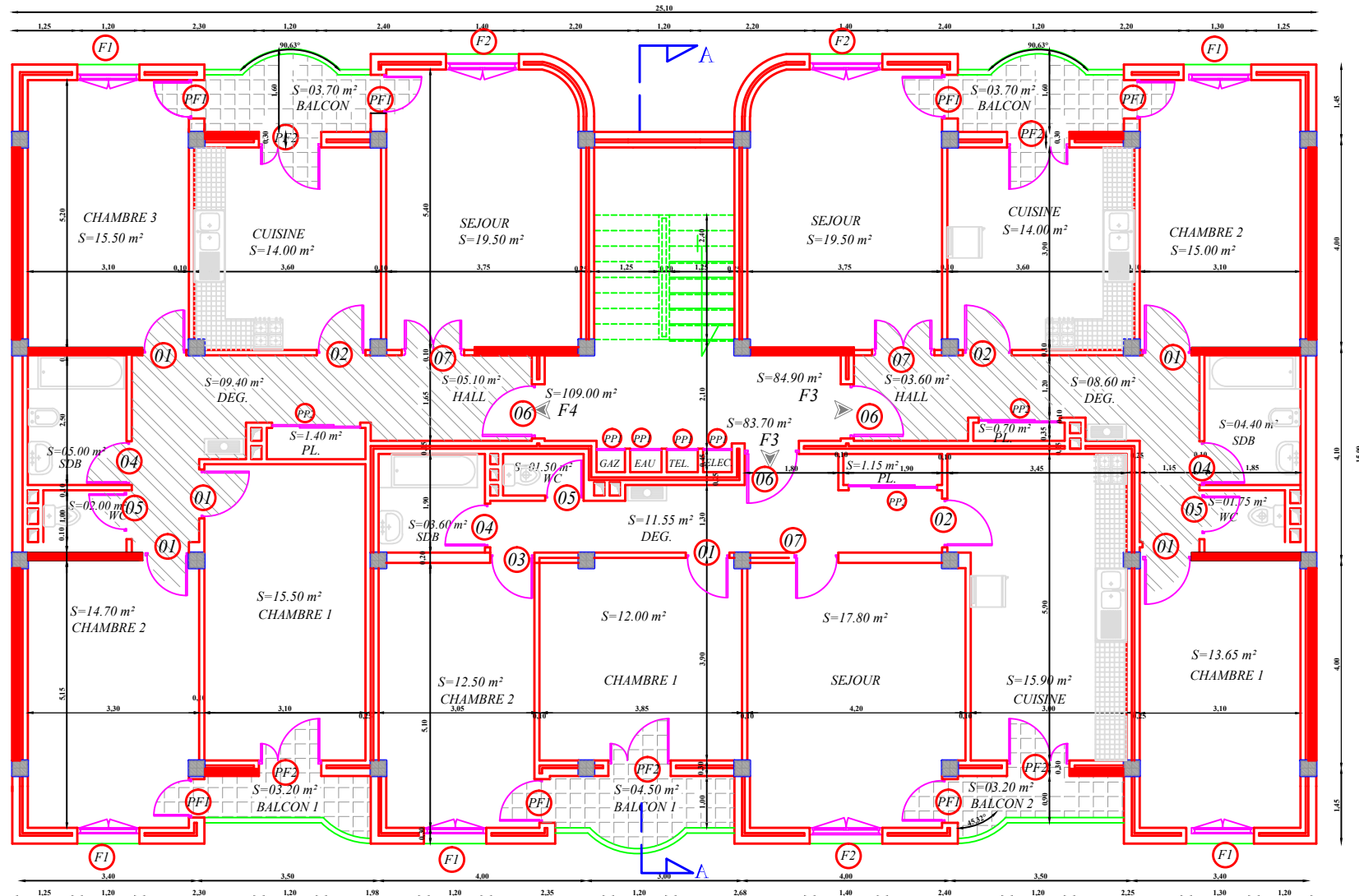
COUPE -AA-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DE LA COUPE A-A	PROMOTION: 2017/2018



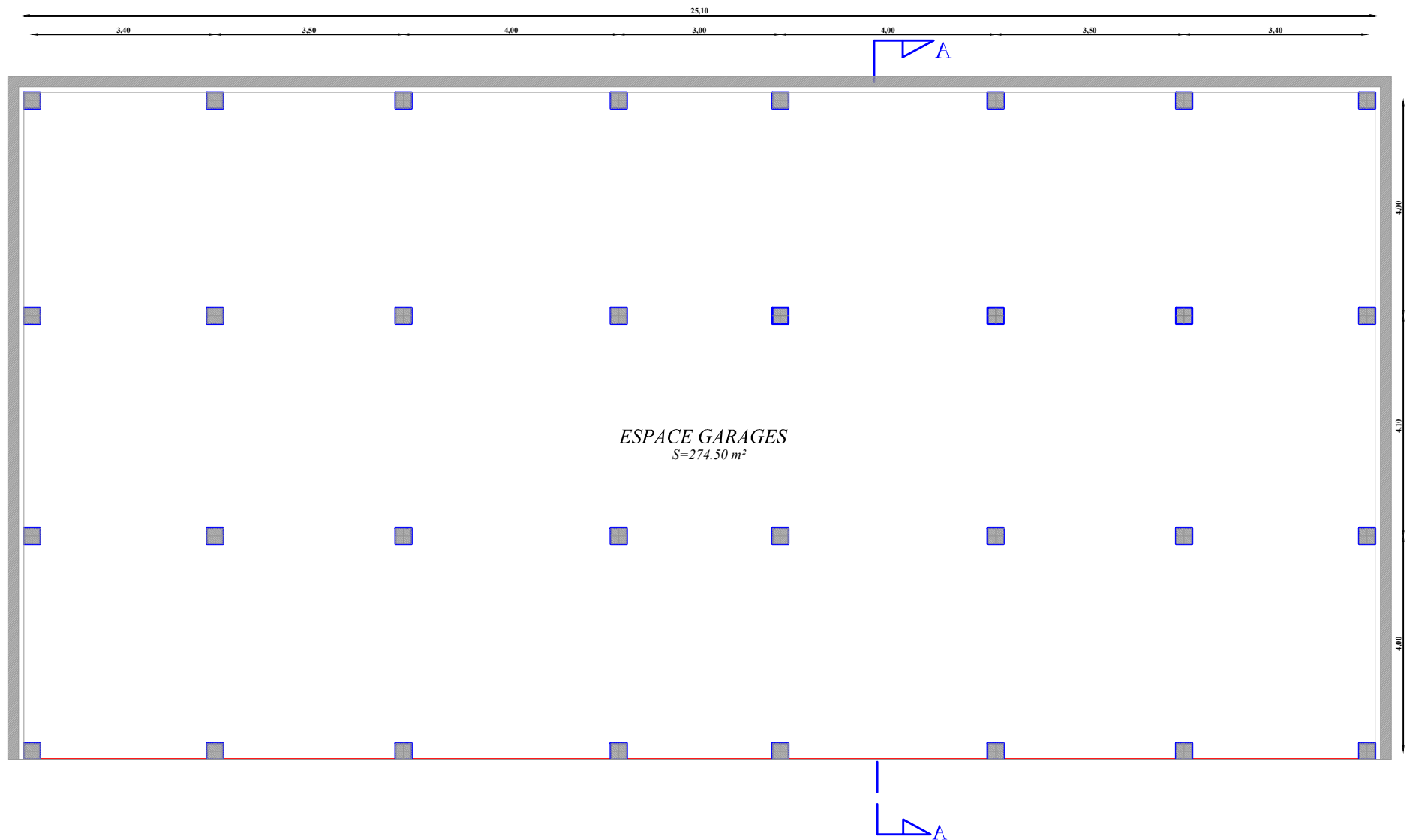
PLAN DE L'ETAGE COURANT 1-5

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DE L'ETAGE COURANT	PROMOTION: 2017/2018



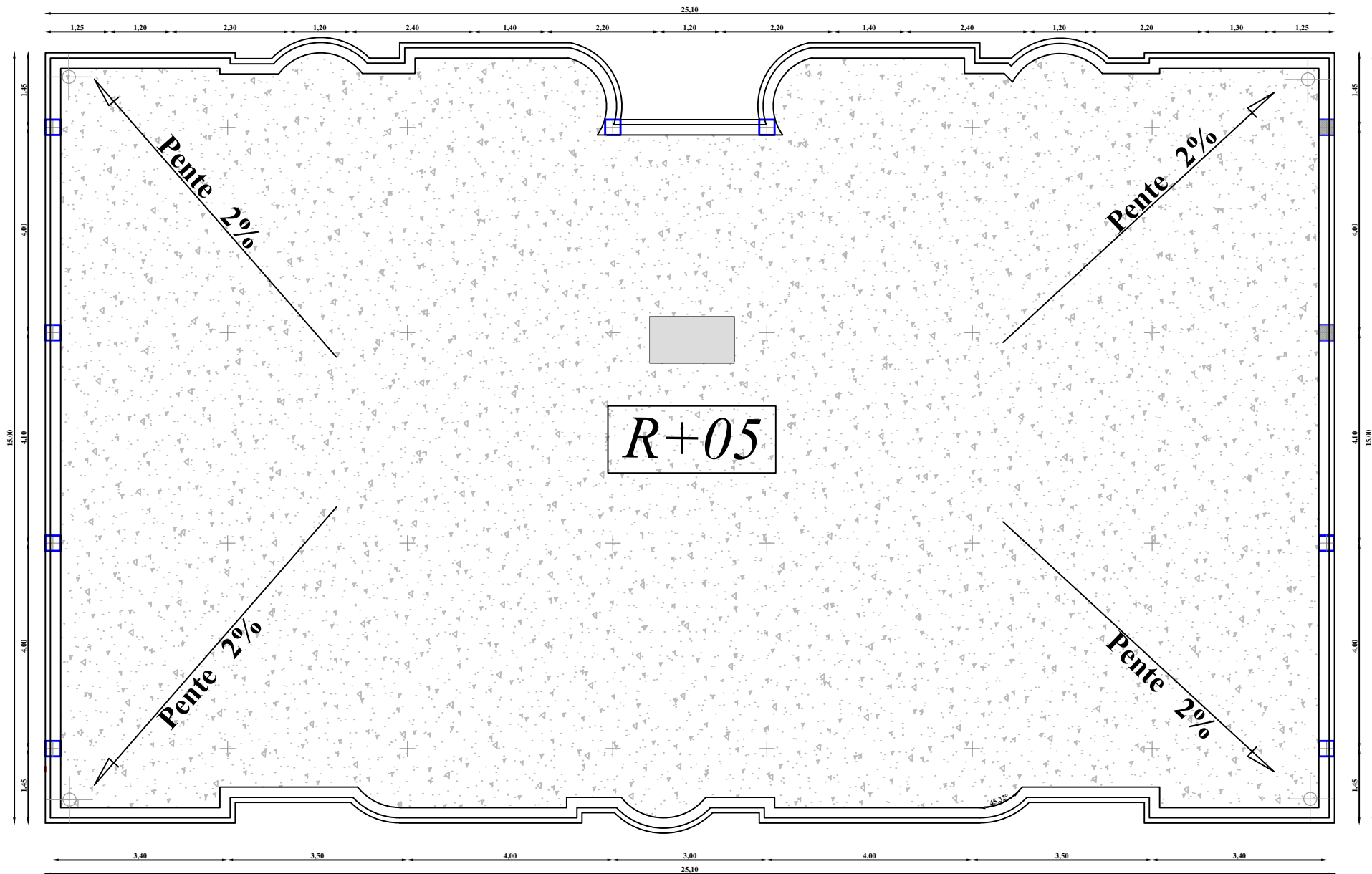
PLAN DE L'ETAGE AVEC VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DE L'ETAGE AVEC VOILES	PROMOTION: 2017/2018



PLAN DU SOUS SOL

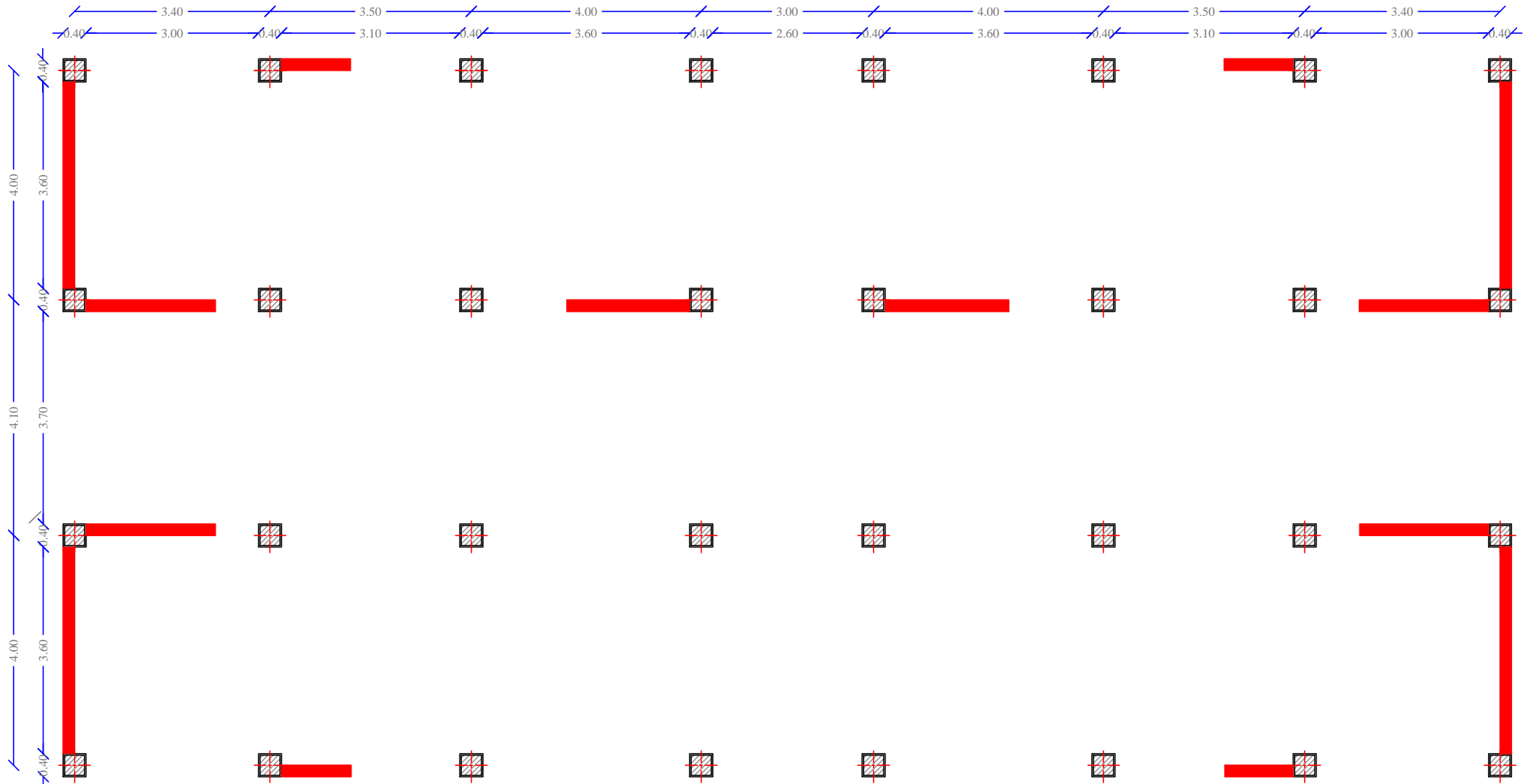
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DU SOUS SOL	PROMOTION: 2017/2018



PLAN DE LA TERRASSE

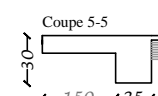
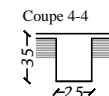
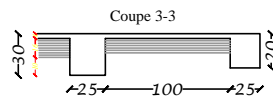
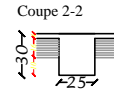
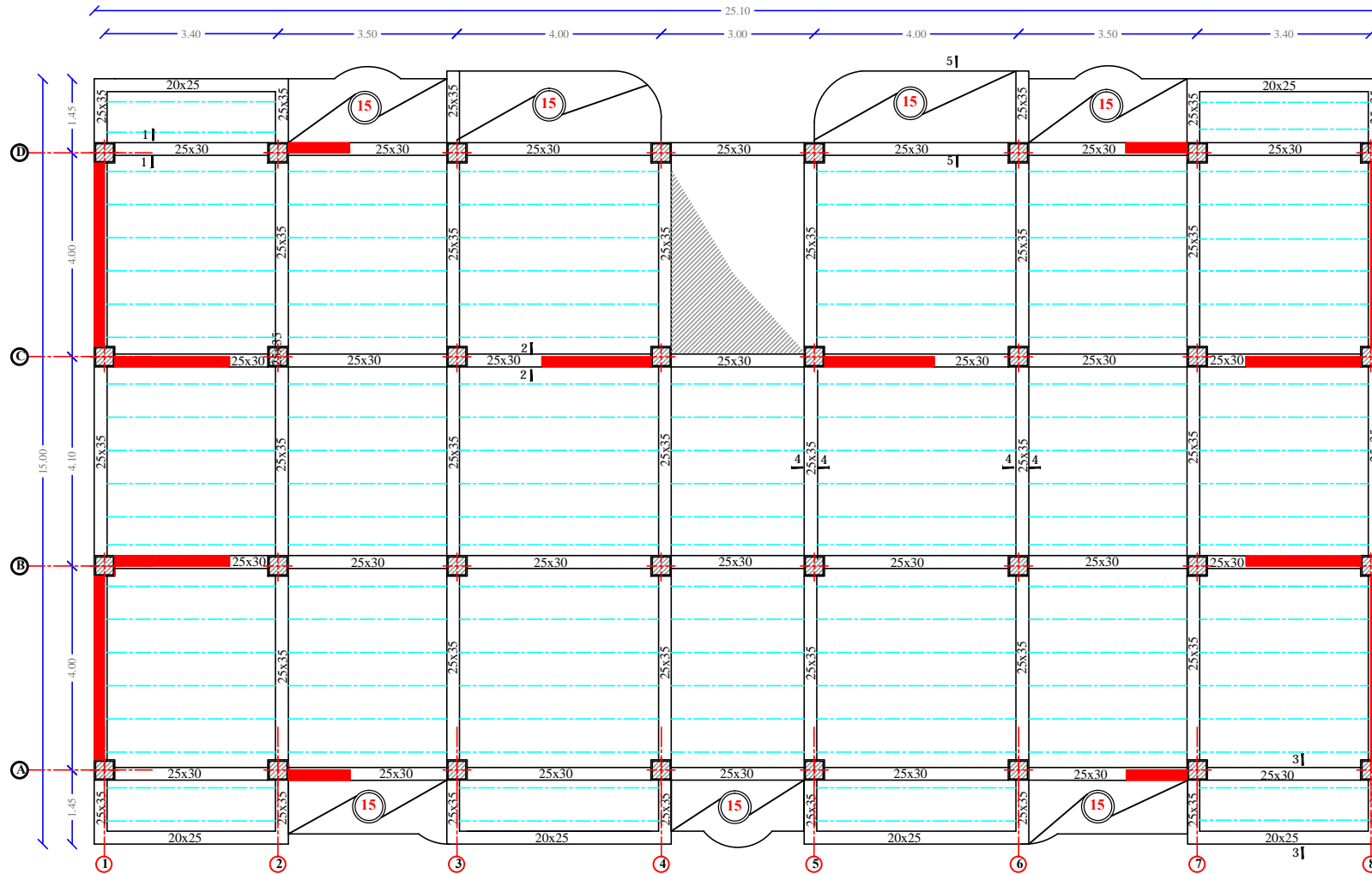
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLANS D'ARCHITECTURE DE LA TERRASSE	PROMOTION: 2017/2018

La disposition des voiles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLAN: DISPOSITION DES VOILES	PROMOTION: 2017/2018

Coffrage plachger d'étages courants et S.Sol



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mr. BENTCHAKAL LYES
 Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

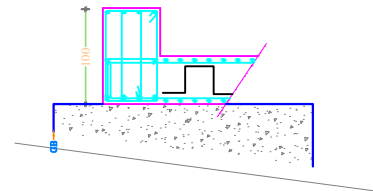
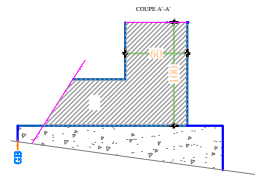
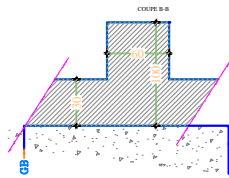
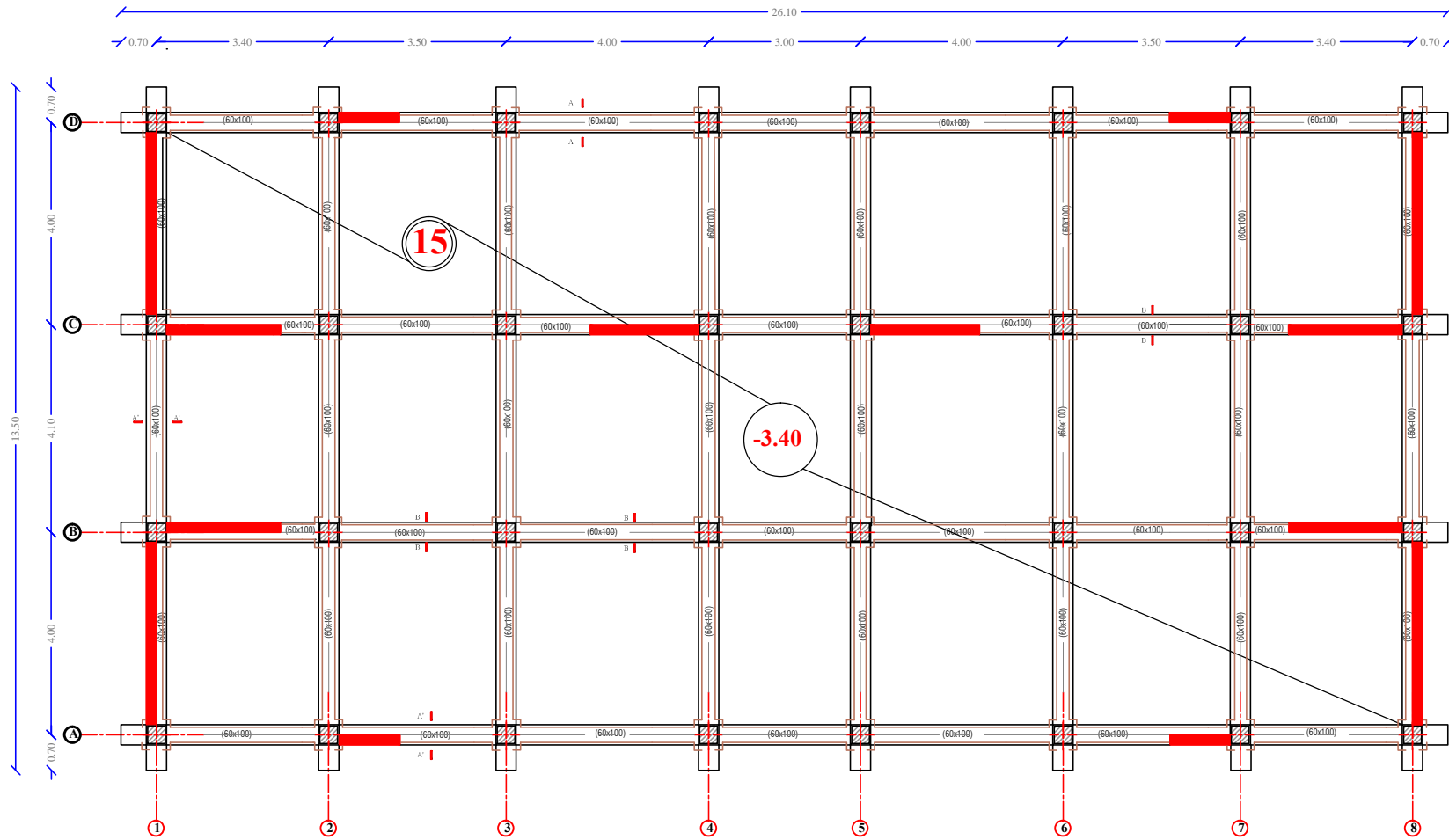
ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 Mme SMAHI

PLANS:
 COFFRAGE PLANCHER

PROMOTION:
 2017/2018

Coffrage fondation niv:-3.40



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLAN: COFFRAGE DES FONDATIONS	PROMOTION: 2017/2018

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé et Courage pour accomplir ce travail.

*Nous aimons exprimer à notre promotrice **M^{me} Smahi**, notre sincère reconnaissance, pour avoir accepté de nous encadrer et d'avoir dirigé ce présent travail, qu'elle soit assurée de notre profonde gratitude pour toute l'aide et les précieuses orientations qu'elle a su nous apporter.*

Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet. Afin de l'enrichir par leurs propositions.

On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

B.LYÉS

Remerciements

Je tiens à exprimer ma plus profonde reconnaissance

A :

*Mon père **Rachid** et ma mère **Malika**, qui n'ont jamais cessé de m'encourager et qui m'ont accompagné dans chaque pas que j'ai effectué durant la réalisation de ce projet de fin d'étude*

*Mes chers Frères, **Boualem** et **Ali**, qui ont toujours été un soutien et un réconfort pour moi.*

*Ma promotrice, Madame **Semahí Rebiha**, en premier lieu pour avoir accepté de nous encadrer malgré son planning chargé et en second lieu pour nous avoir guidé dans notre travail et nous avoir aidé à trouver des solutions aux problèmes que nous avons rencontrés.*

*M^r **Meghlal**, qui a toujours pu trouver du temps pour répondre à nos questions.*

*M^r **Moustapha**, qui nous a apporté une aide inestimable.*

Tout le personnel du département de génie de la construction, plus particulièrement les enseignants qui ont su nous transmettre les connaissances que nous avons mis en pratique lors de la réalisation de notre mémoire de fin d'études.

Aux membres du Jury qui nous honorent par leur présence à fin d'examiner et évaluer notre travail.

*Mes amis et amies : **H.Chabha**, **G.tinhinane**, **A.hayet**, **A.Kahina**, **A.Lounes**, **L.salim**, **G.Said**, **S.Jugurtha**, **B.Mahdi**, **A.Thafsouth**; Mes camarades : **B.Lyes**, **B.kahina**, **M.Abeddnour**, **B.Nazim**, **A.Arezki**, **B.Mohend**.*

Je remercie aussi tous mes amis, mes cousins et cousines pour leur aide, leur compréhension et leur encouragement.

DIEU, pour m'avoir donné force, patience et courage.

Trouvez ici, l'expression de ma profonde gratitude et reconnaissance.

A.THINHINANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A :

Mon père et ma mère, qui n'ont jamais cessé de m'encourager et qui m'ont accompagné dans chaque pas que j'ai effectué durant la réalisation de ce projet de fin d'étude

*Mes chers Frères, **Karim** et **Mohamed**, et ma sœur **Lydia** qui ont toujours été un soutien et un réconfort pour moi.*

*Mes grand parents sans oublié ma tante **Ouiza**.*

*M^r **Meghlal**, qui a toujours pu trouver du temps pour répondre à nos questions.*

Tout le personnel du département de génie de la construction, plus particulièrement les enseignants qui ont su nous transmettre les connaissances que nous avons mis en pratique lors de la réalisation de notre mémoire de fin d'études.

*Tout ma famille, mes amis en particulier : **Yacine**, **Mohand**, **Arezki**, **Katia**, **Salim**, **Omar**.....*

*Aussi à ma collègue << **Thinhinane.A** >> et sa famille.*

Tout mes camarade de la promotion 2017/2018 et ceux qui ont contribué de loin ou de près à réalisation de notre travail.

DIEU, pour m'avoir donné la force, patience et courage.

Trouvez ici, l'expression de ma profonde gratitude et reconnaissance.

B.LYES

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A,

Mes parents :

Ma très chère mère, pour tout l'amour qu'elle m'a donné, pour ses précieux conseils, son soutien et ses encouragements qui m'ont permis d'arriver là où j'en suis aujourd'hui.

Mon adorable père, qui a été un pilier pour moi, qui m'a transmis les valeurs essentielles de la vie et qui m'a appris à toujours aller de l'avant et de donner le meilleur de moi-même à fin d'atteindre les objectifs que je me fixe.

A.THINHINANE

SOMMAIRE

Chapitre1. Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

1.1. Présentation de l'ouvrage:.....	1
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	1
1.3. Les éléments de l'ouvrage :	2
1.4. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :	4
1.5. Les caractéristiques des matériaux :.....	5

Chapitre2. Pré dimensionnement des éléments

2.1 Les planchers.....	11
2.2 Les poutres	12
2.3 Les voiles:.....	13
2.4 Les poteaux :	15

Chapitre3. Pré dimensionnement des éléments secondaire

3-1. Acrotère :.....	22
3.2 Calcul des escaliers :.....	29
3.3 POUTRE PALIERE :.....	45
3.4. Calcul des balcons :.....	68

Chapitre 4. Etude dynamique et sismique

4.1 Présentation du logiciel ETABS :.....	74
4.2 Etapes de modélisation :.....	74
4.3 Vérification des conditions du RPA :.....	88

Chapitres 5. Ferrailage des éléments

5.1. Ferrailage des poutres :.....	98
5.2. Ferrailage des poteaux :.....	108
5.3. Ferrailage des voiles :.....	122

Chapitre 6. Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction..... 134

6.2. Choix de type de fondations :.....134

6.3. Etude du radier général :.....136

6.4. Ferrailage du radier :143

6.5. Ferrailage du débord:.....147

6.6. Ferrailage de la nervure :148

Chapitre 7. Mur plaque

7.1. Introduction :.....157

7.2. Pré dimensionnement du mur plaque157

7.3. Ferrailage du mur plaque158

Introduction

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante, pour cause des effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateurs vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes.....).

Ce constat fait appel à l'importance de l'étude de génie civil ainsi que les différents règlements parasismiques qui l'accompagnent.

De ce fait le RPA 99/2003 est élaboré pour mieux gérer le secteur de constructions civiles en fixant les conditions d'exécution, les sections minimales (aciers, bétons), ainsi que le choix de la méthode de calcul.

Toute étude de génie civil doit se référer aux exigences citées dans le DTR ainsi que celles du CBA 93 pour qu'elle soit conforme aux normes, ainsi qu'à la nature de l'ouvrage, la zone de son implantation, et recommandations liées à l'aspect fonctionnel.

Le contrôle technique des constructions (CTC) est l'organisme qui garantit la conformité aux textes réglementaires des ouvrages à réaliser, en effectuant des visites d'inspection au niveau des chantiers d'exécution.

Notant que le génie civil a pour but de garantir deux aspects essentiels, d'une part le facteur rigidité, ce dernier est obtenu en optant pour des calculs justifiés et précis ; d'autre part ne pas se dispenser de l'aspect économique. Pour cela ; l'étude est faite tout en s'assurant de la présence de ces deux caractères.

I.1. Introduction:

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à étudier en l'occurrence de sa zone d'implantation, à savoir ces différentes Caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur total de bâtiment etc..) ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux) et les caractéristiques des matériaux composants cet ouvrage.

L'étude de cet ouvrage se fera de façon à assurer sa rigidité et sa Stabilité et la sécurité des usages avant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour cela nos calculs seront vérifiés pour les règlements RPA99V2003 et le BAEL91 (modifié 2003).

I.2.Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage en question, est un bâtiment de 7 niveaux, il est composé d'un rez-de-chaussée, de cinq étages, un sous-sol (RDC+5étages+sous-sol) avec une terrasse inaccessible.

I.3.description de l'ouvrage:

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

- Un sous-sol à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- 05 étages courant à usages d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'escalier.

I.4. Zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est à dire, (zone IIa) proche de la zone I.

Vis-à-vis de la classification des bâtiments dans des groupes d'usage, celui-ci est classé comme étant un ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**), avec une hauteur inférieure à 48 m.

Une étude du sol a été faite par un cabinet d'études géotechniques, nous a donné les résultats suivant :

- Le site est considéré comme meuble S3.
- Contrainte admissible du sol 2 bar.

I.5.caractéristique géométrique : La conception architecturale est tenue d'être respectée par l'ingénieur en Génie Civil, qui doit prendre en considération les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Les dimensions de l'ouvrage, qui est sujet de notre étude sont résumées dans le tableau qui suit :

Longueur total du bâtiment	25.10m
Largeur total du bâtiment	15.00m
Hauteur total du bâtiment	21.76m
Hauteur de sous-sol	3.40m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur des étages courants	3.06m

Tableau I-1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

I.6. Eléments constituant l'ouvrage :

a) Ossature du bâtiment :

La structure est constituée par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), D'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en Zone IIa, son contreventement est assuré par deux types :

- **Portique :**

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à : Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

Transmettre directement les efforts aux fondations.

- **Voile :**

Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, etc.), ils assurent :

D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (séisme), (fonction de Contreventement).

Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

b) Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent et transmettent les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de plancher:

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux), le plancher à corps creux a une épaisseur de 20 cm (16+4) avec poutrelles préfabriquées et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

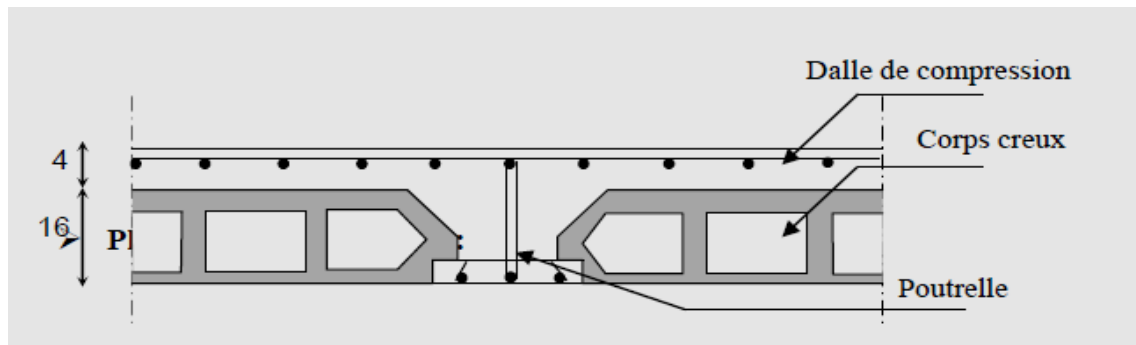


Figure I.1. schéma du plancher à corps creux.

c) Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Éléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	ft	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Brique creuse	9	0.10	1.8
2) Enduit plâtre	10	0.02	0.4
3) L'ame d'air	/	0.05	/
Total	/	/	2.20

Tableau I-2. Des éléments constituants

d) Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur de bâtiment.

Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasses coulés sur place.

Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers à marches droites, rectangulaires et toutes identiques entre elles.

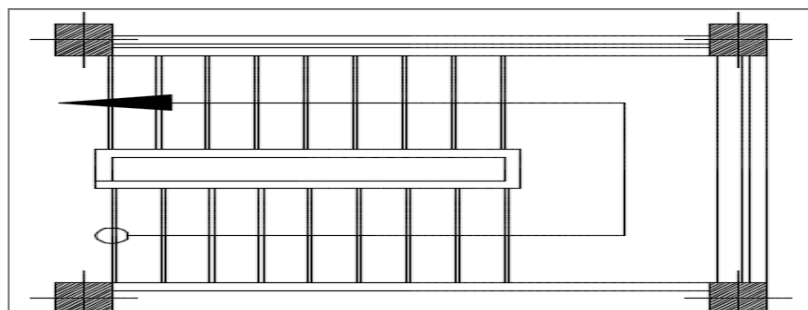


Figure I.2 Coupe de l'escalier

e) Revêtements :

Ils seront réalisés en :

Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

Céramique pour les salles d'eau.
Mortier de ciment pour les murs de façade.
Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

f) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

g) Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

h) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 50cm vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

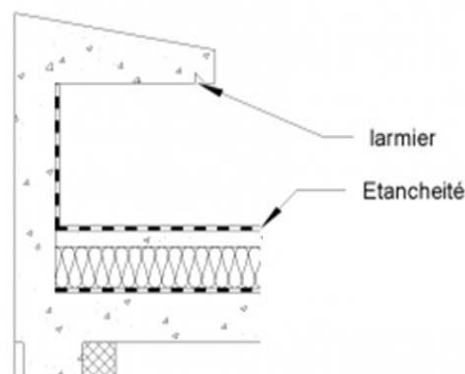


Figure1.3: coupe verticale de l'acrotère.

i) Système de coffrage :

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

j) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I.7.Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

Définition des états limites :

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples)

La théorie des états limites considère 2 états :

a) Etat limite ultime (ELU) : Au-delà de l'état ultime, le béton et l'acier arrive au bout de leur capacité à résister, cela peut conduire à un effondrement de la structure, cette construction n'est donc pas sécurisée.

Etat limite de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)

Etat limite de résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)

Etat limite de stabilité de forme (pas de flambement)

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

b) État limite de service (ELS) :

La structure a atteint ces conditions de bon fonctionnement, la dégradation cette dernière est donc envisagée.

Etat limite d'ouverture des fissures

Etat limite de compression du béton

Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$ [BAEL91mod99/A 4.5. 2]

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

I.8. caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

I.8.1. Le béton :

Le béton est un mélange approprié de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau éventuellement d'adjuvants.

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques d'ouvrabilité ou résistances du béton en fonction de leur destination. La composition courante de 1m³ de béton est la suivante :

- 350g (ciment CPJ 32.5 MPA).
- 400l de sable.
- 800l de graviers.
- 175l d'eau de gâchage.

a) Résistance caractéristiques à la compression (BAEL91modifiées99 Art A.2 .1, 11) :

Le béton est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j âge du béton. il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisés cylindriques 16x32cm² définie à 28 jours d'âge de durcissement, notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa}$$

b) Résistance caractéristiques à la traction (BAEL91modifiées99 Art A .2.1 ; 12):

La résistance caractéristique a la traction du béton a l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06fc_j$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06fc_{28} = 2.1\text{Mpa}$$

c) Contraintes limite de service à la compression (BAEL91modifiées99 Art 4.5.2):

La contrainte limite que le béton pour ra supporter est donnée par la formule suivante:

$$\bar{\sigma}_{bc} = fc_{28} \text{ en MPA.}$$

d) Contrainte limite de résistance à la compression « f_{bc} » (Art A.4.3 ; 41BAEL91modifiées99) :

$$f_{bc} = \frac{0.85fc_{28}}{\theta\gamma_b} \text{ en MPA}$$

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{array} \right\}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

$\theta = 1$: Si la durée d'application est $>24\text{h}$.

$\theta = 0.9$: Si la durée d'application est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée d'application est $< 1\text{h}$.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.167 \cong 14.2\text{Mpa}$

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.73\text{mpa}$

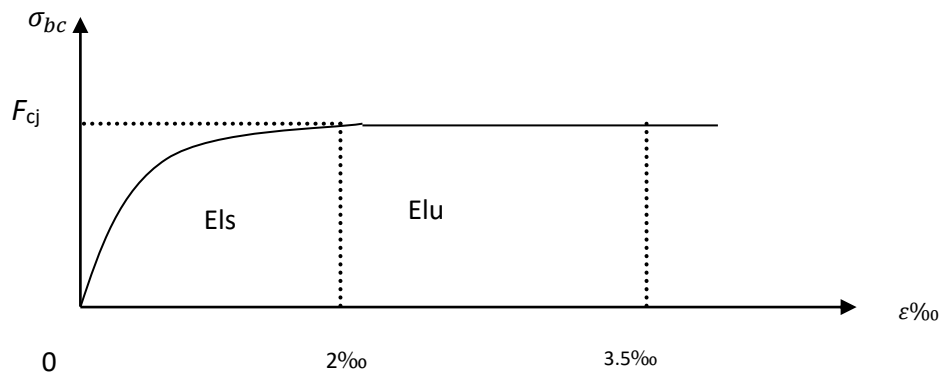


Figure1.5: Diagramme des contraintes de déformation à l'ELU.

e) **Contraintes limite de service à la compression (BAEL91modifiées99 Art A.4. 5. 2)** : C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation ; de service à la compression est donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0.6\bar{f}c_{28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

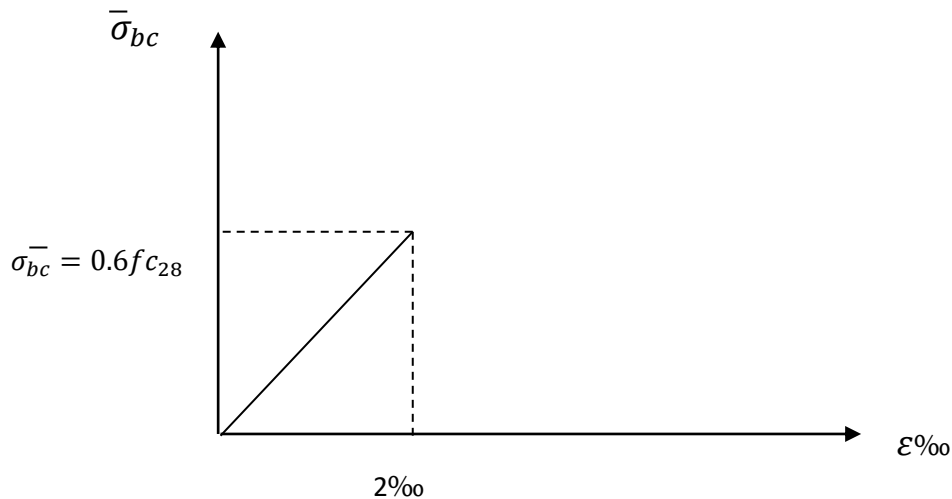


Figure I.6: diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

ε_{bc} : Déformation relative de service du béton en compression.
 $\tan \alpha = E_b = \text{constante}$ (module d'élasticité).

f) **Contrainte limite de cisaillement (BAEL91modifiées99 Art A5.1 ; 21)** :
 La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

- Fissuration non préjudiciable :

$$\tau \leq \min \left\{ 0.20 f_{c28} / \gamma_b \cdot 5 \text{ mpa} \right\}$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 f_{c_j} / \gamma_b \cdot 4 \text{ mpa} \right\}$$

g) **Module d'élasticité :**

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

Module de déformation longitudinale instantanée (BAEL91modifiées99 Art A2.1.22) :
 lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 1000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \mapsto E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en Mpa}$$

μ : Coefficient de poisson.

E : Module de YOUNG

h) Coefficient de poisson (BAEL91 modifiées 99 Art A.2.1.3) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\psi = \frac{\Delta_d/d}{\Delta_l/l}$$

$\psi = 0.2$ à l'état limite de service

$\psi = 0$ à l'état limite ultime.

I.8.2. acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Ils sont classés en trois catégories :

- **Barres haute adhérence :**

Elles sont de nuances FeE400 ; FeE500 ; obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

- **Treillis à soudé :**

Ce sont des grillages de fils tréfiles lisses à mailles rectangulaires de 60 à 300mm, assemblés par soudure électrique et ils sont de deux nuances : TL50 et TL52.

a. Module de déformation longitudinal : Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

b. Contrainte limite ultime :

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

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1$accidentelle
- f_e : Limite d'élasticité garantie.

c. Contrainte limite de service :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon le type de fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible (Art A.4.5.32) :**

Les éléments se trouvent dans des locaux ouverts et clos, sans aucune condensation.

Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

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

- **Fissuration très préjudiciable (Art A.4.5.33) :**

Les éléments sont exposés à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de traction dans les aciers est égale à : $\sigma_s \leq \min\{2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}$

- **Fissuration très préjudiciable (Art A4.5.34) :**

Les éléments sont exposés à un milieu agressif. On doit assurer l'étanchéité, la contrainte admissible des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min\{1/2 f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\}$$

Ou η = coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.3 \text{ pour les fils de diamètre } < \text{ à } 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les Hd} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right\}$$

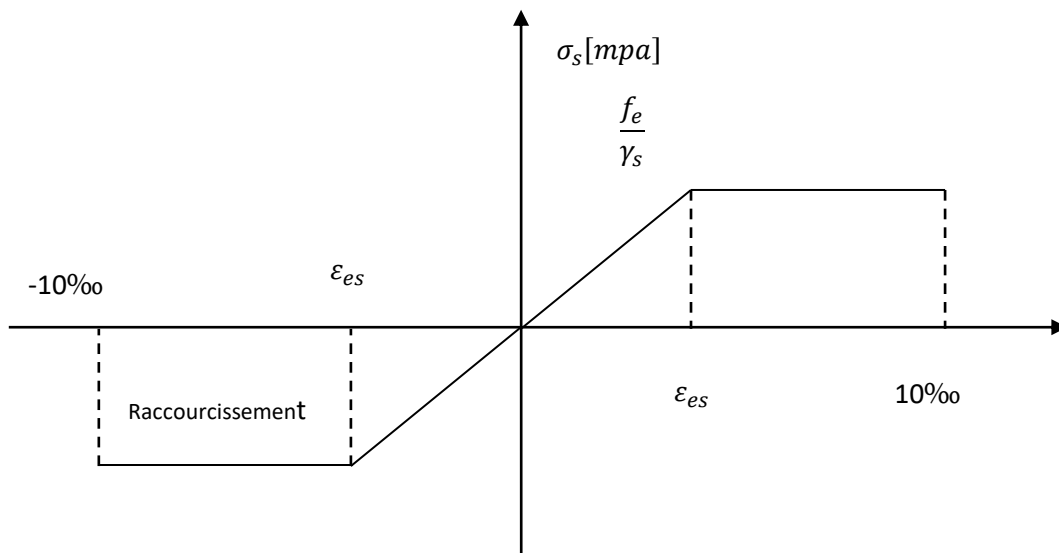


Figure I.4: diagramme contrainte déformation de l'acier.

e. Protection des armatures :

Pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agent agressif, nous devons respecter à ce que l'enrobage « c » des armatures et au moins égale à :

$C \geq 5 \text{ cm}$ \mapsto les éléments exposés à la mer, ou en bruns ou brouillards salins.

$C \geq 3 \text{ cm}$ \mapsto les éléments en contact d'un liquide
(Réservoir, tuyaux, canalisation).

$C > 1 \text{ cm}$ \mapsto les parois situées dans les locaux condensations.

\rightarrow Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.9. La réglementation :

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir:

- Les règles du **BAEL91** modifié en **99**.
- Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.
- **Le DTR , le CBA**.

1-10. Conclusion :

Les valeurs adoptées seront les suivantes :

Résistance caractéristique du béton en compression: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance caractéristique du béton en traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Contrainte de calcul, pour $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$) : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

Module de déformation longitudinale instantanée: $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

Module de déformation déformée : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

II. Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précédon's au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93), Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1. Les planchers :

II.1.1 Plancher à corps creux :

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

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux :

- 1) Poutrelle en béton armé.
- 2) Corps creux ou hourdis
- 3) Bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur

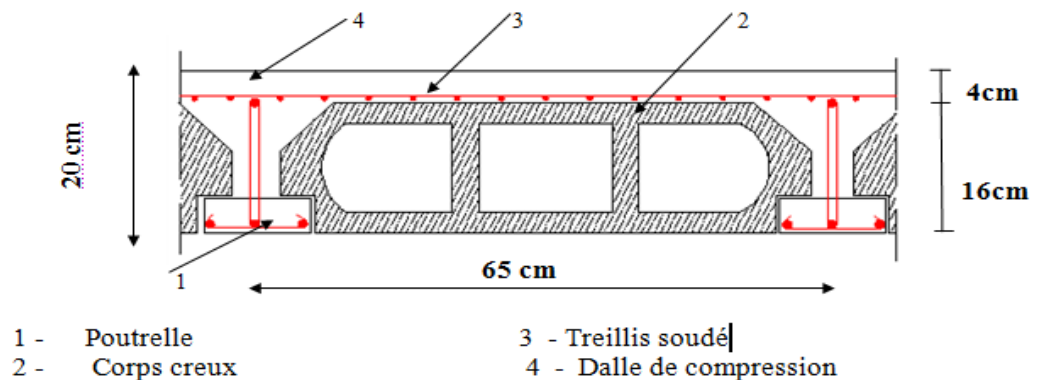


Figure II.1. Schéma d'un plancher en corps creux.

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

$$h_t \geq L/22,5$$

Avec h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : L max la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles. (Sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_{x \text{ max}}, l_{y \text{ max}})$$

Dans notre cas : $l_x \text{ max} = 4.00 \text{ M}$
 $l_y \text{ max} = 4.10 \text{ M}$

Donc : $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$h_t \geq 375 / 22.5 = 16,66 \text{ cm}$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm \longrightarrow corps creux.

4 cm \longrightarrow la dalle de compression

II.1.2 Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

$e \geq 7 \text{ [cm]}$ pour 1 heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ [cm]}$ pour 2 heures de coupe-feu.

On a $h_t = 20 \text{ [cm]}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon les règles « **B.A.E.L.91 modifiées.99** », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité).

$$\text{Selon BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

• Poutres principales :

$$385 / 15 \leq h \leq 385 / 10 \longrightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5 \longrightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \longrightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Poutre s secondaires :**

$$375 / 15 \leq h \leq 375 / 10 \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5 \longrightarrow \text{On prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 9 \leq h \leq 21 \longrightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{25 \times 30}) \text{ cm}^2$$

- **Vérifications des conditions de résistance (l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003):**

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	C.V
$h/b \leq 4$	1,78	1,5	C.V

Conclusion :

Nous adopterons les sections suivantes :

Poutres principales (25 × 35) cm.

Poutres secondaires (25 × 30) cm

II.3 Les voiles:

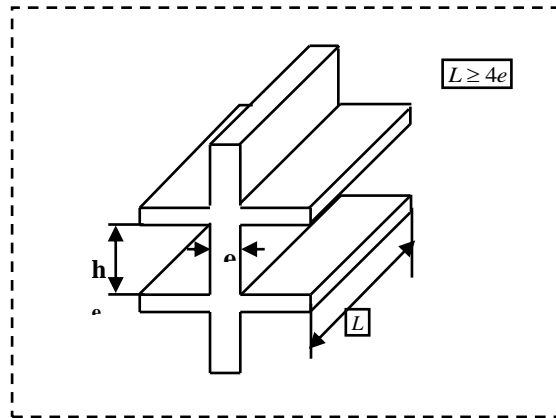
Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par L'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en Reprenant les efforts horizontaux (séisme où vent.) et d'autre part à reprendre les efforts Verticaux et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme où du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

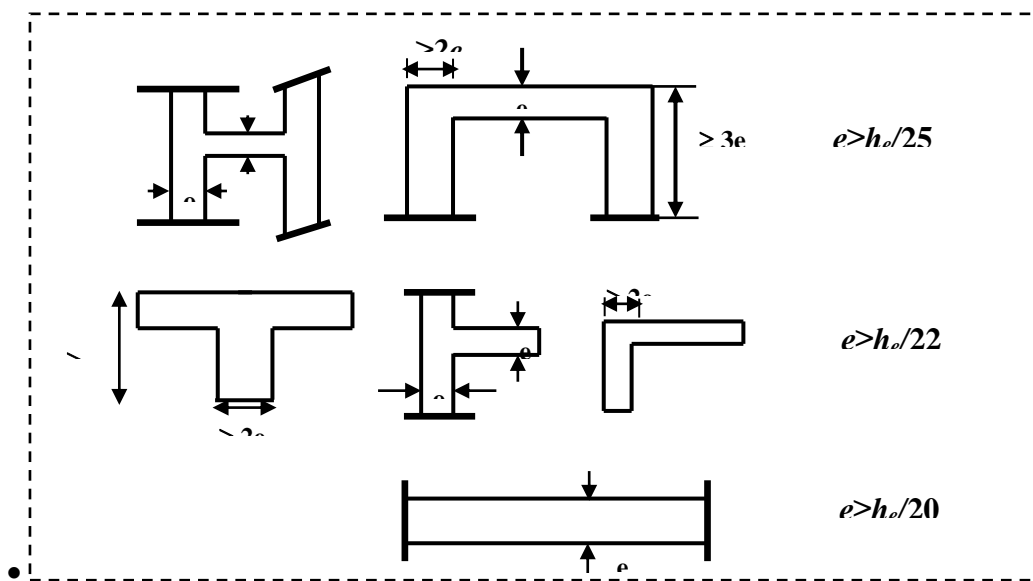
D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure.



FigII.2. Coupe de voile élévation



FigII.3. Coupe de voile en plan

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de Rigidité aux extrémités.

$$h_e = h - e_p \quad \text{avec } h: \text{ hauteur libre de l'étage}$$

$$e_p : \text{ épaisseur du plancher}$$

- **Au niveau du sous-sol :**

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$e = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20)$$

$$e = \max (12.8, 14.54, 16) \text{ cm}$$

$$e = h_e / 20 = 16 \text{ cm}$$

- **Au niveau de RDC et les étages courant : ($h_e = 3.06 \text{ m}$)**

$$e \geq \max (11.44, 13, 14.3)$$

Donc on prend comme épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$**

Conclusion: On opte des voiles d'épaisseur :

- 20cm pour sous-sol.
- 20cm pour le RDC et les différents étages.

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire, leur rôle est de transmettre aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N = G + Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

II.4.1 Détermination des charges et surcharge :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation, on se réfère Au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2)

1. Plancher terrasse :

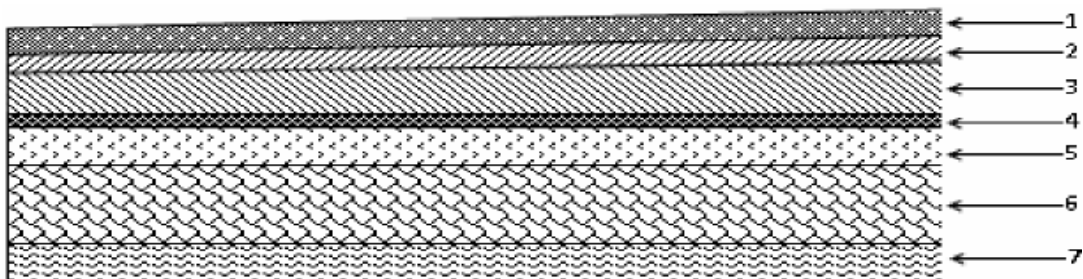


Figure II.4. Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) forme de pente	2000	8	160
4) isolation thermique	400	4	16
5) Papier kraft	2 feuilles	/	50
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	628

Tableau II.1 Elements constituant terrasse

Soient : Charges permanentes : $G = 628 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

2. Plancher Etage Courant :

a) Plancher étages courants en corps creux :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(16+4)	285
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	90
Total	/	/	530

Tableau II.2. Éléments constituant planchers courant

Charges permanentes : $G = 530 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/m}^2$

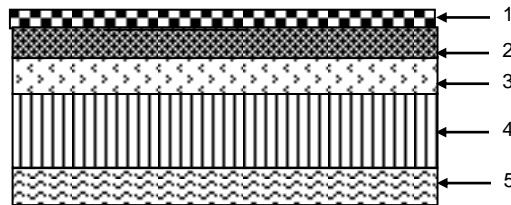


Fig II.5. Constituants d'un plancher courant

Les surcharges d'exploitation

II.4.2 Descente de charges :

a) Charges et surcharges revenant au poteau B2 :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau B2 (voir plan).

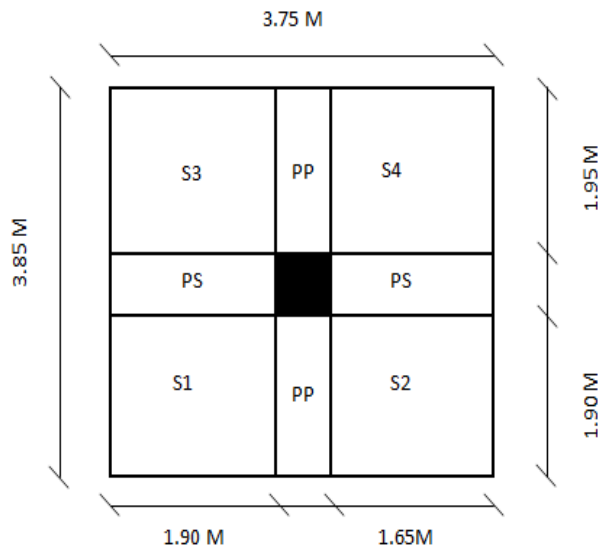


Fig II.6. Surface d'influence

Surface d'influence:

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

Avec:

$$S1 = 1.90 \times 1.90 = 3.61 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.65 \times 1.90 = 3.135 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.90 \times 1.95 = 3.705 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.65 \times 1.95 = 3.217 \text{ m}^2$$

$$S = 13.667 \text{ m}^2$$

-Poids propre des éléments :

- Poids du plancher : $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$P = 6.28 \times 13.667 = 85.83 \text{ KN.}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.30 \times 13.667 = 72.435 \text{ KN.}$$

- **Poids des poutres :**

- Poutres principales :

$$P_p = 0.20 \times 0.35 \times (1.90 + 1.95) \times 25 = 6.737 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0.20 \times 0.30 \times (1.90 + 1.65) \times 25 = 5.325 \text{ KN.}$$

D'où le poids total : **P_{tot} = 12.062 KN.**

- **Poids des poteaux :**

- Poteaux RDC et étage courant :

$$P_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN.}$$

- Poteau sous-sol :

$$P_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 3.40 \times 25 = 5.312 \text{ KN.}$$

- **Surcharge d'exploitations :**

Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 13.667 = 13.667 \text{ KN}$

Plancher RDC et étages courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_5 = 1.5 \times 13.667 = 20.50 \text{ KN.}$

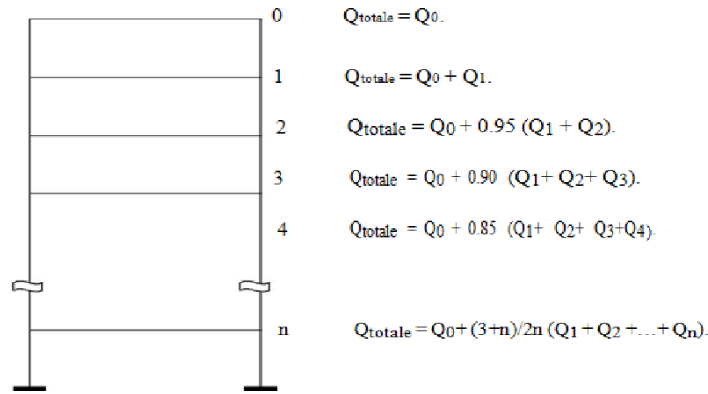
Plancher sous-sol : $Q_6 = 2.5 \times 13.667 = 34.167 \text{ KN.}$

- **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5Q**.

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitation.

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



Niveau des planchers	charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (KN)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	13.667
5	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	34.167
4	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	52.617
3	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	69.017
2	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	83.367
1	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	95.667
RDC	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	116.167

Tableau II.3 Dégression des charges d'exploitation

NIV	Charges permanentes [KN]					surcharge d'exploitation [KN]	Effort normal	Section du poteau [cm ²]		
	Plancher	Poutres	Poteaux	G total	G cumulée			Section trouvée	Section proposée	
5	85.83	12.062	4.781	102.673	102.673	13.667	Ns=G+Q	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	77.56	30x30
4	72.435	12.062	4.781	89.278	191.951	34.167			150.745	30x30
3	72.435	12.062	4.781	89.278	281.23	52.617			222.564	35x35

2	72.435	12.062	4.781	89.278	370.507	69.017	439.524	293.016	35x35
1	72.435	12.062	4.781	89.278	459.785	83.367	543.152	362.101	35x35
RDC	72.435	12.062	4.781	89.278	549.063	95.667	644.73	429.820	40x40
S.sol	72.435	12.062	5.312	89.809	638.872	116.167	755.039	503.359	40x40

Tableau II.4 Résultats des sections

• **Conclusion :**

Niveau	S-SOL, RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}
Poteau	(40*40) cm ²	(35*35) cm ²	(30*30) cm ²

❖ **Vérification des sections des poteaux :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Zone IIa}$$

1. Poteaux 30×30 :

Min (30, 30) ≥ 25cm.....vérifiée.
 Min (30,30) ≥ h_e/20 =14.3 cm...vérifiée avec (h_e=2.86m)
 1/4 ≤ b/h = 1 ≤ 4.....vérifiée

2. Poteaux 35×35 :

Min (35,35) ≥ 25 cm.....vérifiée
 Min (35, 35) ≥ h_e /20=14.3 cm.....vérifiée avec (h_e=2.86m)
 1/4 ≤ b/h = 1 ≤ 4.....vérifiée.

3. Poteaux 40×40 :

Min (40,40) ≥ 25 cm.....vérifiée
 Min (40,40) ≥ h_e /20=16 cm.....vérifiée avec (h_e=2.20m)
 1/4 ≤ b/h = 1 ≤ 4.....vérifiée

Conclusion :

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

La hauteur de la planche : $h_t=20$ cm

- Section des poutres principales (25×35) cm²
- Section des Poutres secondaires (25×30) cm²
- Sections des poteaux :

S-SOL et le RDC (poteaux 40x40) cm².

Du 1^{er} au 3^{eme} étages (poteaux 35x35) cm².

4^{eme} et 5^{eme} étages (poteaux 30x30) cm².

-L'épaisseur des voiles : $e =20$ cm.

III - Introduction :

Dans ce présent chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique des éléments secondaires suivants : les escaliers, les balcons, les planchers, l'acrotère; ces éléments ont une influence plus ou moins directe avec la structure.

L'étude sera baser sur le dimensionnement, le ferrailage et enfin les vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA2003**.

III -1. Acrotère:

III -1-1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastree au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

III-1-2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère:

Hauteur : $h=50\text{cm}$ L'épaisseur : $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage $c=c'=2\text{cm}$ La surface = 0.065m^2

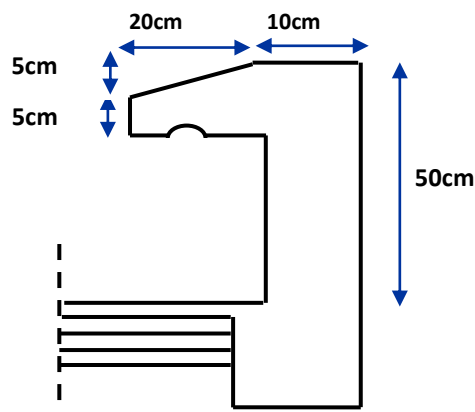


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

III -1-3. Calcul de l'acrotère :

Le poids volumique (KN/m ³)	Surface de l'acrotère (m ²)	Charge permanente de l'acrotère (KN/ml)
25	$S = [(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.05) + (0.05 \times 0.2) / 2]$ $S = 0.065$	1.625

Charges permanentes : $G = 1.625 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

a) Vérification de l'acrotère au séisme :

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

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires vari de 0.3 à 0.8. $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément $W_p = 1.625 \text{ KN/ml}$ Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.625 = 0.78 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{pas de calcul sous } F_p .$$

b) Chargement:

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml.}$$

$$G = 25 \times 0.065 \times 1 \text{ ml} = 1.625 \text{ KN/ml} \rightarrow G = 1.73 \text{ KN/ml.}$$

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

C) Calcul des sollicitations:

Effort normal du au poids propre: $N = G \times 1 = 1.625 \text{ KN}$

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

Moment de renversement M du à Q: $M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.5 \times 1 = 0.5 \text{ KN.m.}$

III-1-4) Les combinaisons de charges :**A L'ELU :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.625 = 2.193 \text{ KN}$$

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

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}^2$$

A L'ELS:

$$N_s = N = 1.625 \text{ KN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m.}$$

➤ Schéma statique :

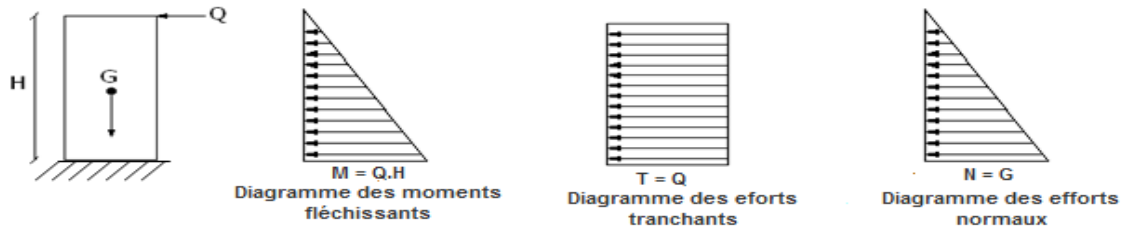
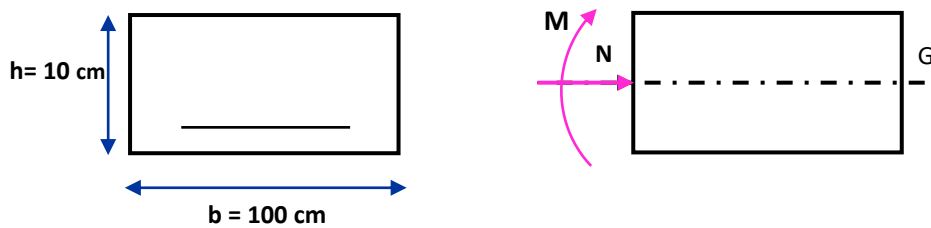


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.

a) Détermination des sollicitations:



b) Combinaison de sollicitation :

➤ A L'ELU:

$$\begin{cases} N_U = 1.35 \times G = 2.193 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A L'ELS :

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.625 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2.193	0.75
Etat limite service	1.625	0.5

Tableau III.1 Combinaison de sollicitation

III.1.4.) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par Mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et **c'** : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.75 \times 10^2}{2.193} = 34 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u$ donc Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif **M_f**,

Puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

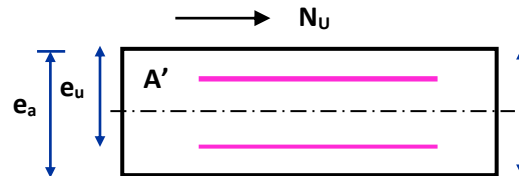


Figure III.3 Position du centre de pression

b) Calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u * e_f \longrightarrow \begin{cases} N_u = 2.193 \text{ KN} \\ e_f = h/2 - c = 10/2 - 2 = 3\text{cm.} \end{cases}$$

$$M_f = 0.75 + 2.193 \times 0.03 = 0.816 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{0.816 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0,008 < \mu_R = 0,392$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \longrightarrow$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\mu_b = 0,008 \longrightarrow \beta = 0.996$$

➤ **Armatures fictives :**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.816 \times 10^3}{0.996 \times 8 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

c) **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.3 - \frac{2.193 \times 10}{348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

3-1-5) Vérification à L'ELU :

a) **Condition de non fragilité :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.5}{1.625} = 0.307 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0.24 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$ \longrightarrow Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad \text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \longrightarrow \quad \text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{MPa} \quad \text{Avec : } V_u = Q \times 1.5 = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 0,019 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

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

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 1005} = 0,021 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0,021 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III-1-6.) Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{MPa} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 ; \quad \beta_1 = 0,920 ; \quad X_{k1} = \frac{47,50}{b \sqrt{4ac - \pm 2a}}$$

$$\sigma_s = \frac{0,5 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2.01} = 33,8 MPa$$

$$\sigma_s = 33.8 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans le béton:

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_s = \frac{1}{47.50} \times 33.8 = 0,711$$

$$\sigma_{bc} = 0.711 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

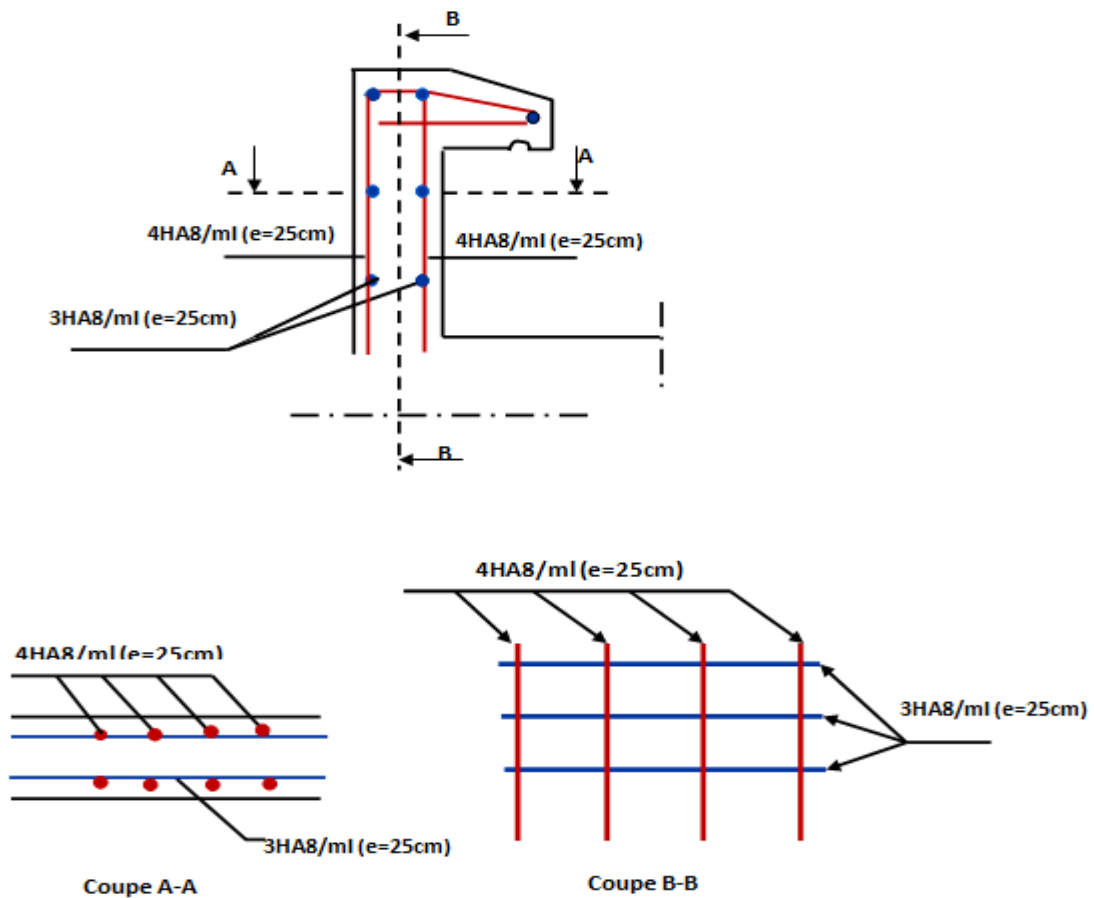


Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère

III.2) calcul des escaliers

III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer d'un niveau à un autre ; Les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

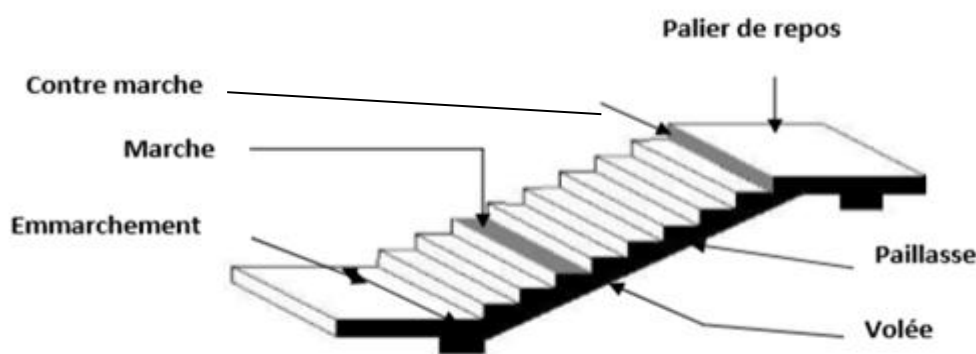


Figure III.5. Escalier

III-2-2. Calcul du nombre de marches et contre marches:

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL**

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

Nous avons :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

h : La hauteur de la contre marche

g : la largeur de la marche (giron).

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

- Pour le RDC et l'étage courant : **H=306 cm**

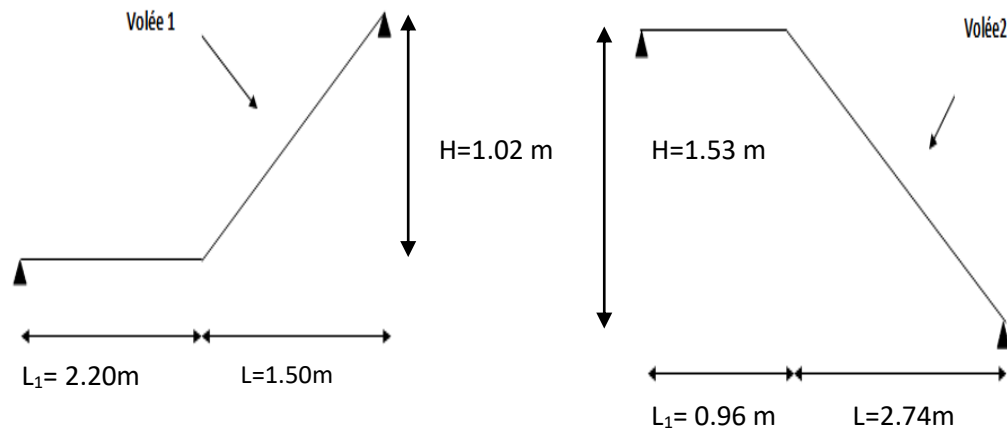
Soit **n** : le nombre de contre marches $n = \frac{306}{17} = 18$ contre marche (9chaqu'un)

m : le nombre de marches $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marche (8chaqu'un)

-Pour petits escaliers qui se trouve au niveau de S.sol :

$$n = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marche}$$

$$m = 5 \text{ marche}$$



3-2-3 pentes de l'escalier :

-Détermination de l'inclinaison de la paille : $\text{tg } \alpha = H / L$

-Détermination de l'épaisseur de la paille : $L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$

	α	$L' = L / \cos \alpha$ (m)	L_1 (m)	$L_0 = L' + L_1$ (m)	Epaisseur (e)cm
Volée 1	34.21	1.81	2.20	4.01	18
Volée 2	29.17	3.14	0.96	4.10	18

a) Palier de repos :

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) Lit de sable	17	0.03	0.51
4) Dalle en béton armé	25	0.18	4.50
5) Enduit de ciment	10	0.02	0.20
Total	/	/	6.09

Tableau III.2 Eléments constituants de palier

Charges permanentes : $G = 6.09 \text{KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

b) La Volée 1 :

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfacing (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) marches	25	0.085	2.125
4) Dalle en béton armé	25	0.16	$(0.18 \times 2500) / \cos 34.21 = 4.93$
5) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
6) Lit de sable	17	0.03	0.51
Total	/	/	8.645

Tableau III.3 Eléments constituants de volée1

Charges permanentes : $G = 8.645 \text{KN/m}^2$ Charges d'exploitation : $Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

c) La Volée 2 :

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfacing (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) marches	25	0.085	2.125
4) Dalle en béton armé	25	0.16	$(0.18 \times 2500) / \cos 29.17 = 5.15$
5) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
6) Lit de sable	17	0.03	0.51
Total	/	/	8.865

Tableau III.3 Eléments constituants de volée2

Charges permanentes : $G = 8.865 \text{KN/m}^2$ Charges d'exploitation : $Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

3.2. 3) Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

Volée 1 :

- La paillasse : $Q_{u1} = 15.42 \text{Kn/ml}$
- Palier : $Q_{u2} = 11.97 \text{Kn/ml}$

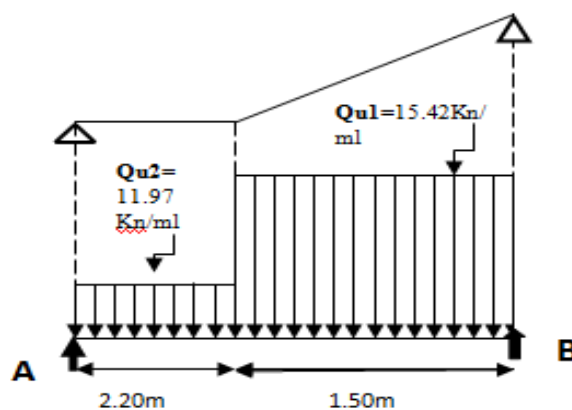


Figure III-6 Schéma statique

Réactions des appuis

$$\Sigma F/y = 0; \quad R_A + R_B = (11.97 \times 2.20) + (15.42 \times 1.50) = 49.464 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 49.464 \text{ KN}$$

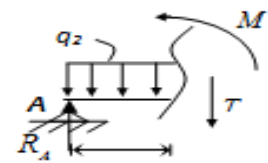
$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_b \times 3.70 - 15.42 \times 1.50 \times (1.5/2 + 2.20) - 11.97 \times 2.2^2/2 = 0$$

Donc: $R_A = 26.27 \text{ KN}$
 $R_B = 23.55 \text{ KN}.$

• **Calcul des efforts internes :**
Effort tranchant et moment fléchissant

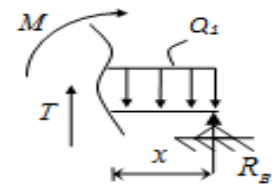
• $0 \leq x \leq 2.20$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



• $0 \leq x \leq 1.50$

$$\begin{cases} T(x) = -R_b + q_1 x \\ M(x) = R_b x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



	x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
Tronçon A 0 ≤ X ≤ 2.20	0	23.55	23.55	0	23.55	23.16	6.948	18.528
	2.20	–	-3.14	22.842				
Tronçon B 0 ≤ X ≤ 1.50	1.50	–	-3.14	22.05				
	0	26.27	-26.27	0				

Tableau III.4.: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

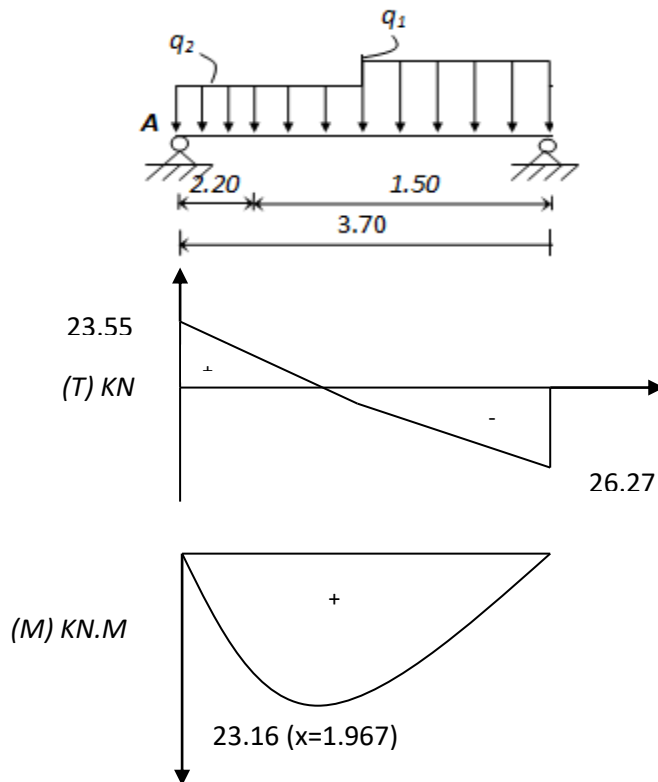
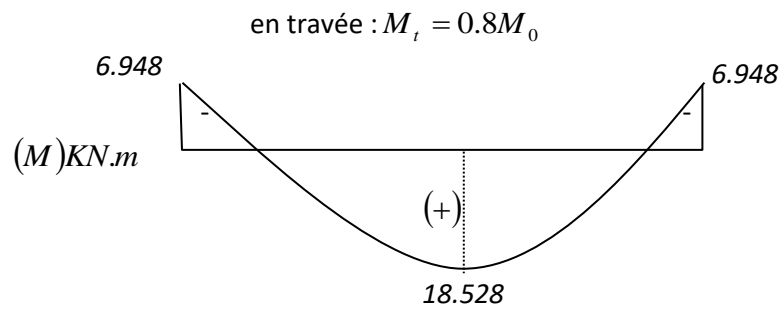


Figure III-7 Diagrammes des sollicitations

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit



Volée 2 :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **La paille :** $Q_{u1} = 15.71 \text{ KN/ml}$
- **Palier :** $Q_{u2} = 11.97 \text{ KN/ml}$

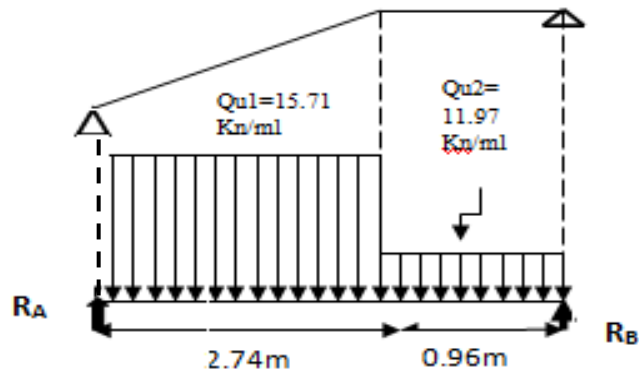


Figure III-8 Schéma statique

Réactions des appuis

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = (2.74 \times 15.71) + (11.97 \times 0.96) = 54.53 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 54.53 \text{ KN}$$

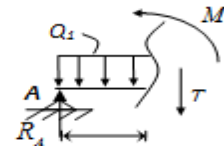
$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B \times 3.70 - 11.97 \times 0.96 \times (0.96/2 + 2.74) - 15.71 \times 2.74^2/2 = 0$$

Donc: $R_A = 28.59 \text{ KN}$
 $R_B = 25.94 \text{ KN}$.

- **Calcul des efforts internes :**
- **Effort tranchant et moment fléchissant**

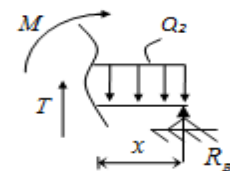
$$0 \leq x \leq 2.74$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 0.96$

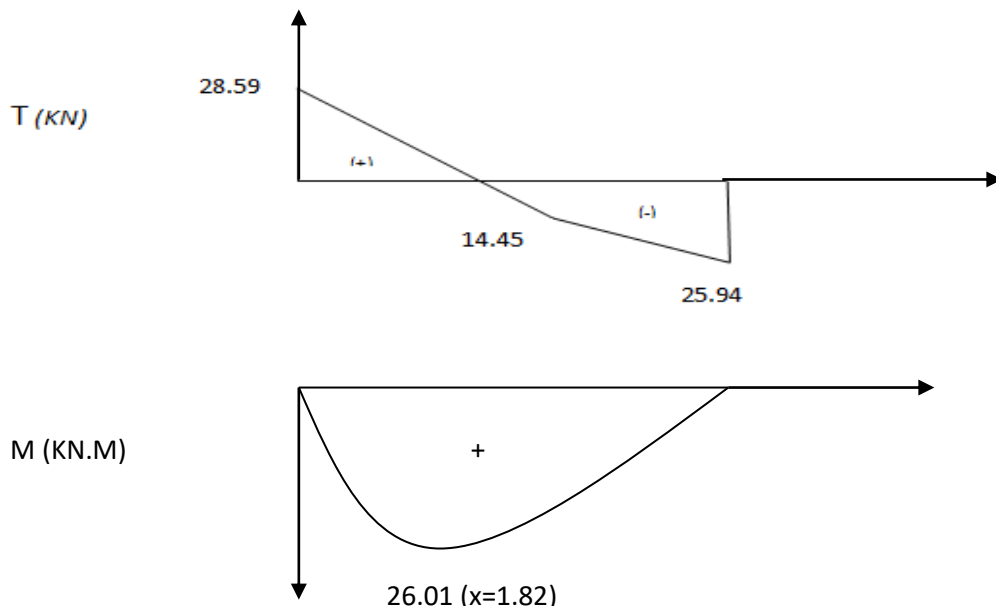
$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



:

	x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
Tronçon A $0 \leq X \leq 2.74$	0	28.59	28.59	0	28.59	26.01	7.803	20.80
	2.74	-	-14.45	19.39				
Tronçon B $0 \leq X \leq .96$	0.96	-	-14.45	19.38				
	0	25.94	-25.94	0				

Tableau III.5. : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)



Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit

en travée : $M_t = 0.8M_0$

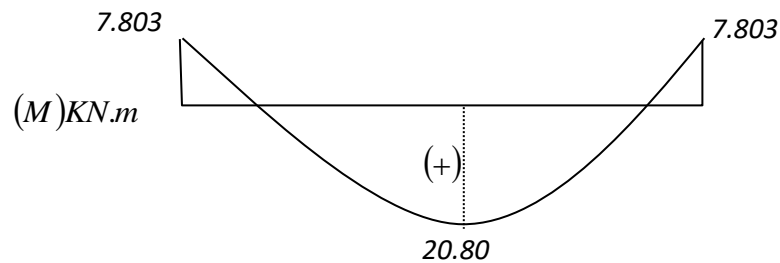


Figure III.9. Diagramme des sollicitations

- Donc le cas le plus défavorable c'est le 2^{ème} cas (volée 2 $M_{\max}=26.01$ KN.M).

- **Calcul des armatures :**

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

- **Aux appuis :**

1) Armature longitudinale

$$h = 18 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 16; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$$

$$F_{e400}; F_{cd} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MP}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{7.803 \times 10^5}{100 \times (16)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,020 < \mu_L = 0,392 \longrightarrow \mu_{bu} = 0,020$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_I = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{7.803 \times 10^5}{0.990 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{A_a = 1.41 \text{ cm}^2}$$

Soit : Aa : 4HA10 avec : Aa = 3.14 cm² (St = 25 cm)

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec A_r = 2.01 cm² (St = 25 cm)

- **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{20.80 \times 10^5}{100 \times (16)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,057 < \mu_L = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,057 < \mu_I = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} \longrightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{20.80 \times 10^5}{0.971 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t : 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8$ avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ($St = 25 \text{ cm}$)

1) Vérifications:

➤ Aux appuis:

a) Condition de non fragilité: (art 4.2.1/BAEL 91)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right. \longrightarrow A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (16) \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de disposition d'armature:

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

- Armature longitudinale :

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (48; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (} h = 18\text{cm)}$$

$$St = 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Armature de répartition :

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (64; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (art A 5.1.2/BAEL 91) :

($T_u \text{ max} = 28.59 \text{ KN}$).

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.59 \times 10}{100 \times 16} = 0,178 < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Conclusion**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (art A 6.1.3/BAEL 91) :

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{28.59}{0,9 \times 16 \times 12.56} = 0,158 < 3,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.145 < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Conclusion :**

Condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (art A 5.1.313/BAEL 91) :

- **Influence sur le béton :**

- On doit avoir que :

$$T_u^{\text{max}} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = (0,9) \times (16) = 14.4 \text{ cm (a : longueur de l'appui)}$$

- $\bar{T}_u = V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 16 \times 10^{-1} \times 100}{1,5} = 960 \text{ KN}$ —

$$T_u = 960 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 27.59 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 960 \text{ KN} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 28,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7,803 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(28,59 + \frac{(7,803) \times 10^2}{0,9 \times 16} \right) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,38 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{C.V}$$

• **Ancrage des barres aux appuis:**

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \quad \longrightarrow \quad \overline{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$: L_s = \Phi x f_e / (4 x \tau_{su}) \quad \longrightarrow \quad L_s = 1 \times 400 / (4 \times 2,835) \quad \longrightarrow \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

➤ **B) à ELS :**

Volée 2 (le cas le plus défavorable) :

$$P_u = G + Q$$

- **La paillasse :** $Q_{u1} = 11,365 \text{ Kn/ml}$
- **Palier :** $Q_{u2} = 8,59 \text{ Kn/ml}$

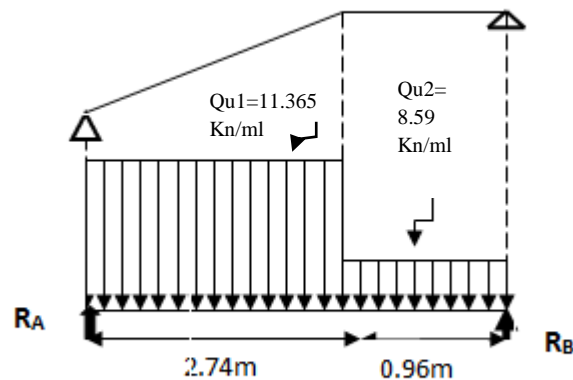


Figure III-10 Schéma statique

- Calcul des efforts interne :
- Réactions des appuis

$$\Sigma F /y = 0 ; R_A + R_B = (11.365 \times 2.74) + (8.59 \times 0.96) = 35.615 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 39.38 \text{KN}$$

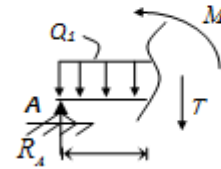
$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_b \times 3.70 - 8.59 \times 0.96 \times (0.96/2 + 2.20) - 11.365 \times 2.2^2/2 = 0$$

Donc: $R_A = 20.68 \text{KN}$
 $R_B = 18.70 \text{KN}.$

- Calcul des efforts internes :
- Effort tranchant et moment fléchissant

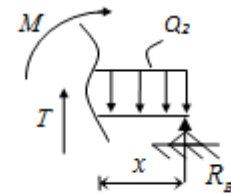
- $0 \leq x \leq 2.74$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



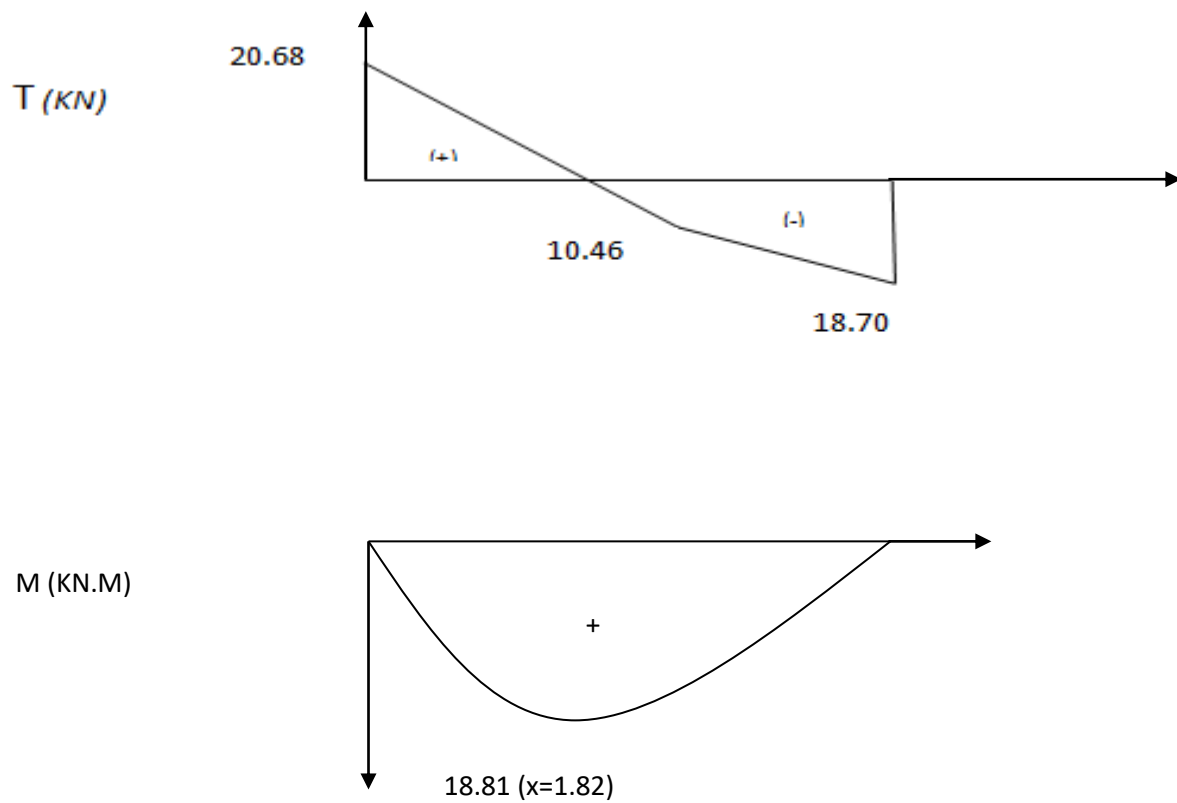
- $0 \leq x \leq 0.96$

$$\begin{cases} T(x) = -R_b + q_1 x \\ M(x) = R_b x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



	x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (Ma=0.3M0)	Moment en travée (Mt=0.8M0)
Tronçon A 0 ≤ X ≤ 2.74	0	20.68	20.68	0	20.68	18.81	5.643	15.048
	2.74	-	-10.46	14				
Tronçon B 0 ≤ X ≤ 0.96	0.96	-	-18.70	14				
	0	18.70	-10.45	0				

Tableau III.6. : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)



Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit

en travée : $M_t = 0.8M_0$

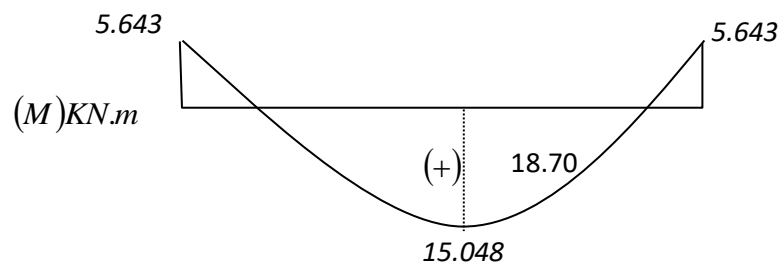


Figure III-11 Diagramme des sollicitations

III- Vérification à L'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Aux appuis : $M_{ser}=5.643\text{Kn.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196$$

$$\rho_1 = 0,196 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,928 \\ K_1 = 54,44 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5,648 \times 10^6}{0,9285 \times 160 \times 3,14 \times 100} = 121,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 121,07 / 54,44 = 2,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition des aciers:

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{st} = 121,07 \text{ Mpa} < 384 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,282$$

$$\rho_1 = 0,282 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,916 \\ K = 44,52 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15,048 \times 10^6}{0,916 \times 160 \times 4,52 \times 100} = 227,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 227,15 / 44,52 = 5,1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Condition des aciers:

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{st} = 227,15 \text{ Mpa} < 384 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{3.70} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max (q_s^1 ; q_s^2) = \max (11.365 ; 8.59) = 11.365 \text{ KN / mL}$$

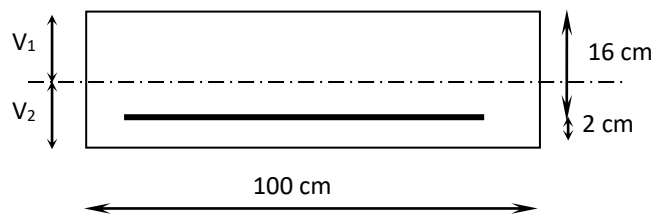
E_v : Module de déformation différé

$$E_d = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

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



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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 16) = 17284,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4,52) = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17284,8}{1867,8} = 9,25 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((9,25)^3 + (8,75^3)) + 15 \times 4,52 \times (8,75 - 2)^2$$

$$I = 51801,63 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,145 \times 10^3 \times (3,70)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 51801,63 \times 10^{-8}} = 0,0048 \text{ cm} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

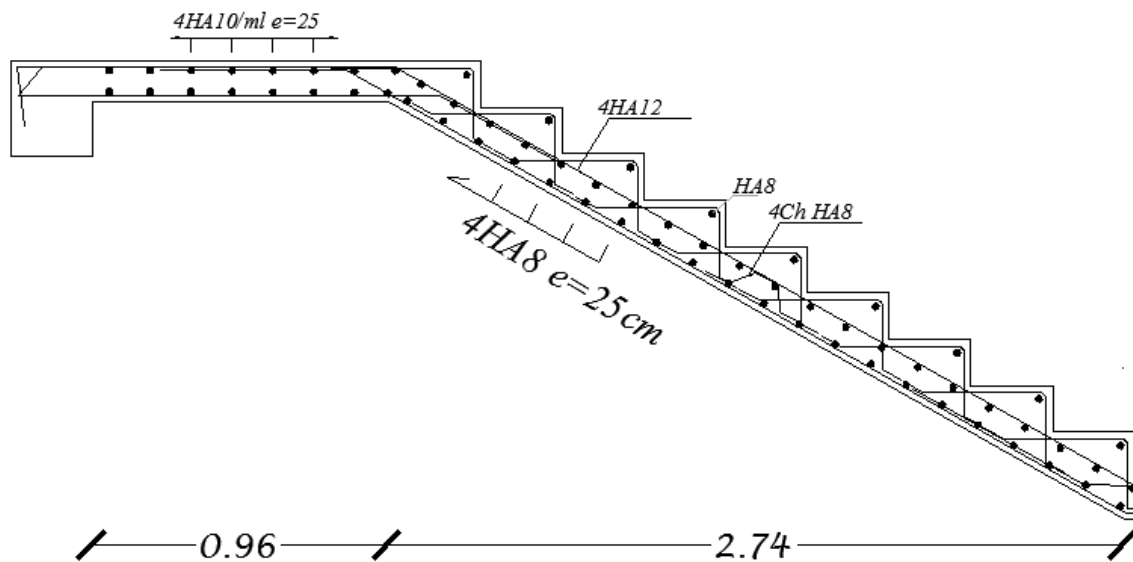


Figure III.12. : ferrailage des escaliers

III. 3) Poutre palier :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

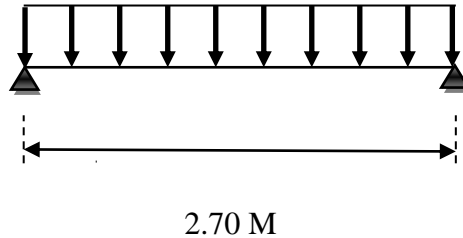


Figure III-13 « Schéma statique de la poutre palière »

III. 3.1) Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** [2], les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \text{ [cm]}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 7.2 \leq b \leq 18.9 \text{ [cm]}$$

Le **RPA99** [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Nous prenons : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

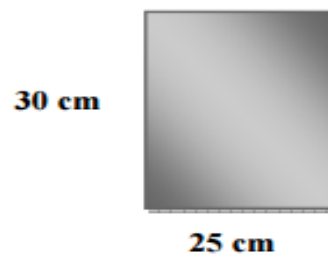


Figure III-14

a) Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
2. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- ELU : $T_u = 28.59 \text{ KN/ml}$
- ELS : $T_s = 20.68 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charge :

➤ à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,35 \times 1.875 + 2 \times \frac{28.59}{2.7} = 23.70 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS :

$$q_{ser} = 1.35G + 2 \times \frac{T_s}{L} = 1,35 \times 1.875 + 2 \times \frac{20.68}{2.7} = 17.45 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU :

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23.70 \times 2.70^2}{8} = 21.59 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23.70 \times 2.70}{2} = 32 \text{ KN}$$

On a :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times 21.59 = -6.47 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,8 \times 21.59 = 17.27 \text{ KN.m}$

➤ à l'ELS :

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.45 \times 2.70^2}{8} = 15.90 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.45 \times 2.70}{2} = 23.55 \text{ KN}$$

On a :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times 15.90 = -4.77 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0,8 \times 15.90 = 12.72 \text{ KN.m}$

e) Calcul des armatures :

➤ **En appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.47 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,023$$

$\mu_b = 0,023 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.47 \times 10^6}{0,9885 \times 280 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.27 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,062$$

$\mu_b = 0,062 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.27 \times 10^6}{0,968 \times 280 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU:

1) Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{32 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,457 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

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

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III. 3.2) Calcul des armatures transversales:

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{25,2; 40\} = 25,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

On prend des HA8 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 St} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 20} = 2,712 \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III. 3.4) Calcul la longueur d'Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1,2 \times 400) / 4 \times 2,835 = 42,32$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,928 \text{ cm}$$

(L_r : longueur d'ancrage) Soit : **15cm**

Vérifications à l'ELS :

1) **Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL91 modifier 99).**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{30}{270} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ 2) \frac{30}{270} = 0.11 > \frac{12.72}{10 \times 15.90} = 0.08 \dots\dots\dots C.V \\ 3) \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

2) Contrainte de compression dans le béton ELS:

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

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \beta = 0,895 \Rightarrow k = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{4.77 \times 10^6}{0,895 \times 235 \times 280} = 80 \text{ MPa}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \beta = 0,895 \Rightarrow k = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{12.72 \times 10^6}{0,895 \times 339 \times 280} = 149.72 \text{ MPa}$$

• Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} (\text{MPa}) \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 80 \times 32.62 = 2.44 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 149.72 \times 32.62 = 4.59 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

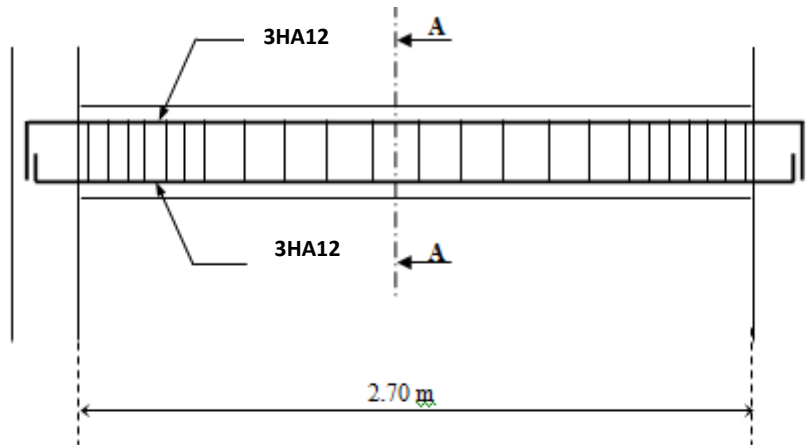
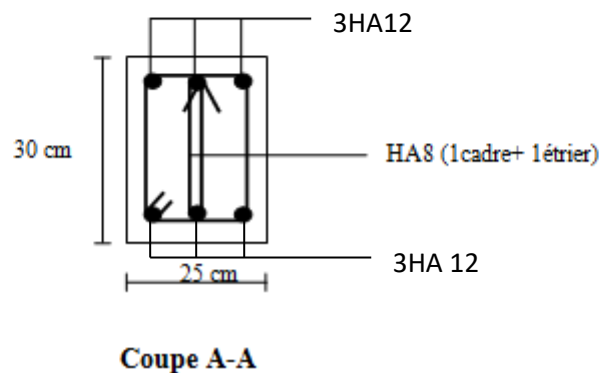


Figure III-15 ferrailages de la poutre



Coupe A-A

III. 4 Calcul du plancher:

Notre structure comporte des planchers en corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) armée d'un quadrillage en acier, reposant sur les poutrelles (nervure) préfabriquées sur chantier de section en T, Elles sont disposées suivant le sens de la petite portée (suivant l'axe xx) comme nous l'avons indiqué dans le deuxième chapitre.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

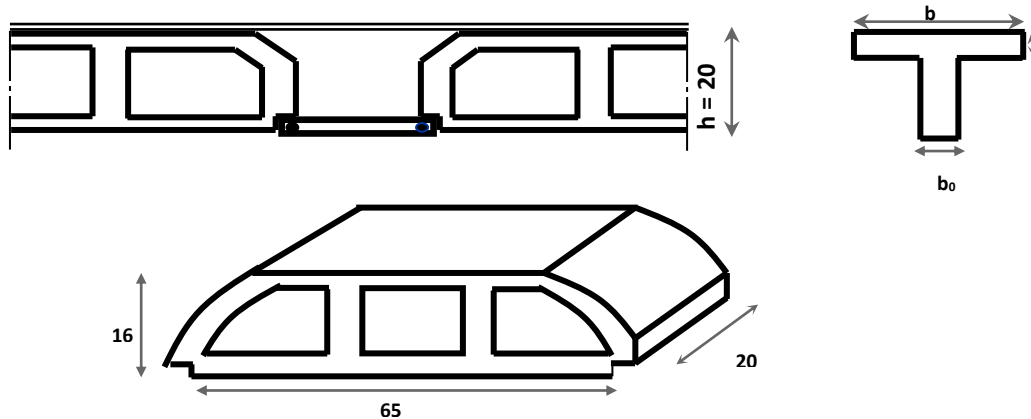


Figure III-16

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\perp} = 5 \text{ } \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St=20\text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{//\text{nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705\text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5\phi 6 = 1.41\text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

- **Conclusion:**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

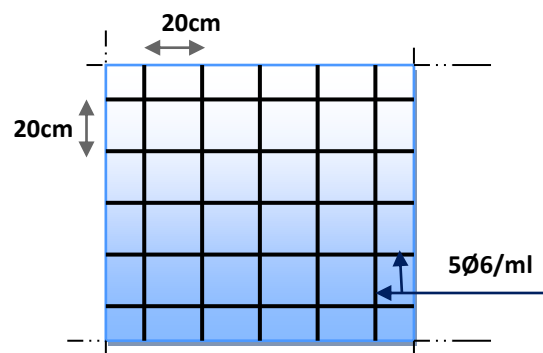


Figure III-17 Treillis soudés (20x20) cm²

III. 4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression
- **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

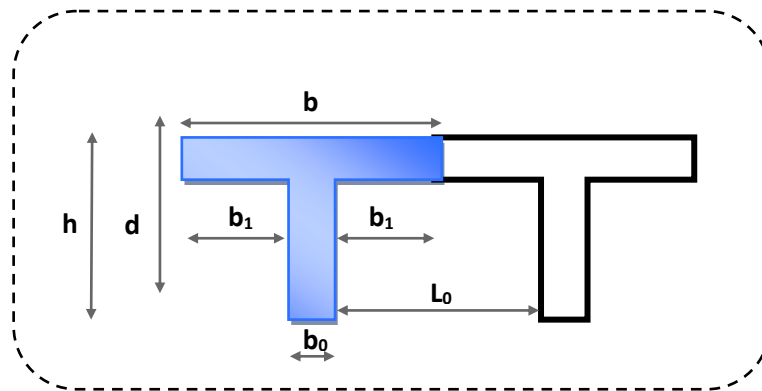


Figure III-18

L_1 : La longueur de l'hourdis ; $L_1=65\text{cm}$

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux Poutrelles ; $L_0 =65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle ;
 $L =4.2 \text{ m}$

b_0 : largeur de la nervure ; $b_0 =12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ; $h_0 =4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression ; $b = 2b_1 + b_0$

On a :

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{420}{22,5} = 18.66\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } h = 20\text{cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a : } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \quad \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\} \quad \longrightarrow \quad b_1 \leq (26.5 ; 42 ; 32) \quad \longrightarrow \quad b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm.} \quad \longrightarrow \quad b = 65\text{cm}$$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

• **Charges et surcharges :**

- **Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G = 0,2 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

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

- **Combinaison des charges :**

- **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

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

Le moment en travée : $M_t = q l^2 / 8 = 2.5 \times (4)^2 / 8 = 5 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T = q l / 2 = 2.5 \times 4 / 2 = 5 \text{ KN}$

2) calcul des armatures :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ avec $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$\mu = \left(\frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right) = \frac{(5 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 7.33 > 0,392 \quad (\text{S.D.A})$$

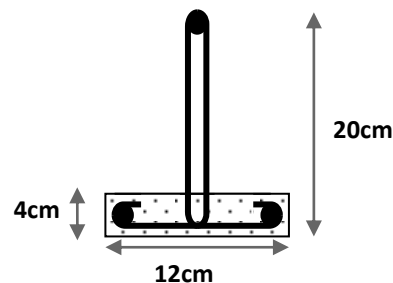
La section est doublement armée (S.D.A).

Conclusion :

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures

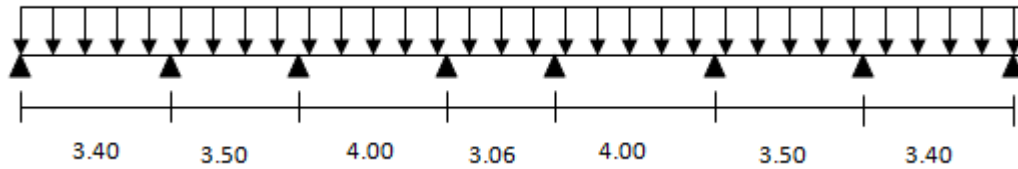
2^{eme} étape : après coulage de la dalle de compression :

Etude de la poutrelle :

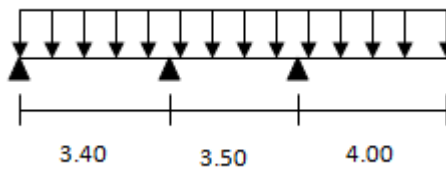


FigIII.19: La nervure

1^{er} cas :



2^{ème} cas :



Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5.3 \times 0.65 = 3.445 \text{ KN / ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

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

Les charges supportées par les poutrelles sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2.275 \text{ KN / ml} \\ G = 3.445 \text{ KN / m} \end{array} \right.$$

La combinaison de charge :

$$\text{-ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.06 \text{ KN / ml}$$

$$\text{-ELS : } q_s = G + Q = 5.720 \text{ KN / ml}$$

1) Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application :

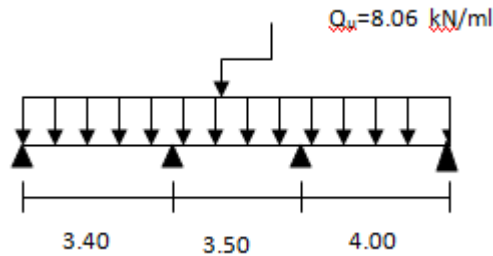
$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow Q = 2.275 \text{ KN} < \max (2G, 5 \text{ KN}) = 6.89 \text{ KN/ml condition vérifier.}$$

- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.

- Fissuration non préjudiciable
- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée.

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.



$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.445} = 0.398$$

a) Moment isostatique :

$$M_0 = ql^2/8$$

Travée 1 :

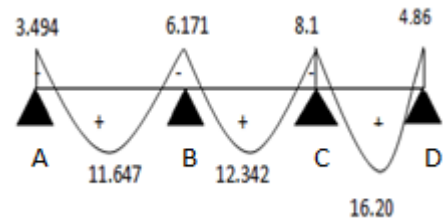
$$M_{01} = q L^2_1/8 \quad M_{01} = 8.06 \times 3.4^2/8 = 11.647 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$M_{02} = q L^2_2/8 \quad M_{0II} = 8.06 \times 3.50^2/8 = 12.342 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

$$M_{03} = q L^2_3/8 \quad M_{0III} = 8.06 \times 4.00^2/8 = 16.20 \text{ KN.m}$$



a) Les moments à l'appui :

$$M_1 = 0.3 \times 11.647 = 3.494 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \times 12.342 = 6.171 \text{ KN}$$

$$M_3 = 0.5 \times 16.20 = 8.1 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3 \times 16.20 = 4.86 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travées :

1 : portée libre des travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Travée AB : (travée de rive)

$$M_{tAB} \geq \text{Max} (1.05M_0; 1.12 M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 1.12 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.12 (11.647) - (3.494+6.17)/2 \rightarrow M_{tAB} \geq 8.213 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3(0.398)}{2}(11.647) \rightarrow M_{tAB} \geq 7.684 \text{ donc On prend : } M_{tAB}=8.213 \text{ KN.m}$$

Travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_{tBC} \geq 1.12 (12.342) - (6.17+8.1)/2 \rightarrow M_{tBC} \geq 6.688 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \frac{1+0.3(0.398)}{2}(12.342) = 6.90 \text{ KN.m}$$

donc On prend : $M_{tBC} = 8.213 \text{ KN.m}$

Travée CD: (travée de rive)

$$M_{tCD} \geq 1.12 (16.20) - (8.10+4.86)/2 \rightarrow M_{tCD} \geq 11.664 \text{ KN.m}$$

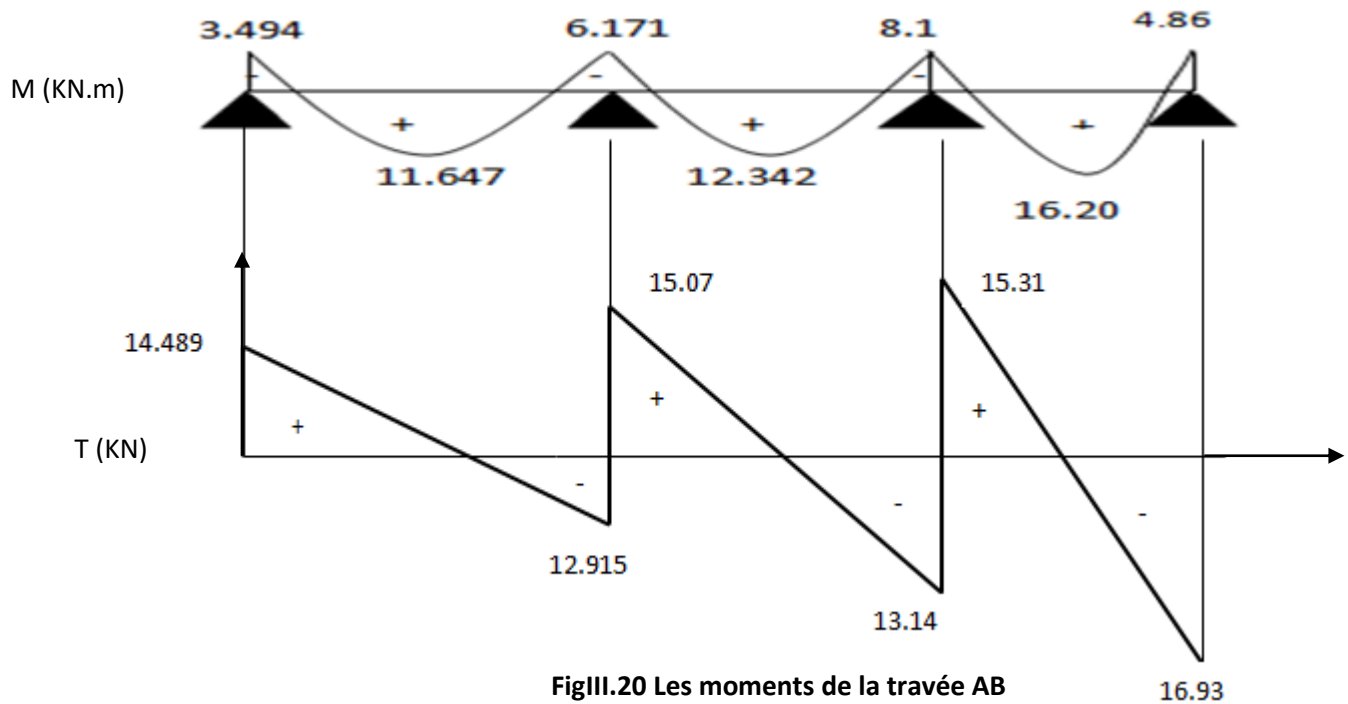
$$M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3(0.398)}{2}(16.20) \rightarrow M_{tCD} \geq 10.687 \text{ KN.m On prend : } M_{tCD}=11.664 \text{ KN.m}$$

3-Calcul des efforts tranchants:**a- Etude de la travée AB:**

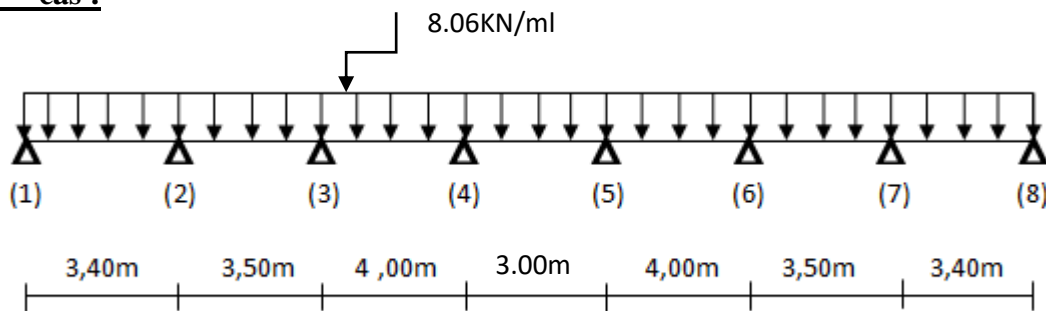
$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / L$$

travée	Longuer (m)	M_i	M_{i+1}	T_i	T_{i+1}
AB	3.40	3.494	6.171	14.489	-12.915
BC	3.50	6.171	8.10	15.069	-13.1408
CD	4.00	8.10	4.86	15.31	-16.93

Tableau III.7 Des moments et des efforts tranchants



2^{ème} cas :



Vérification des conditions d'application :

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

-Moment d'inertie sont égaux

-Fissuration non préjudiciable

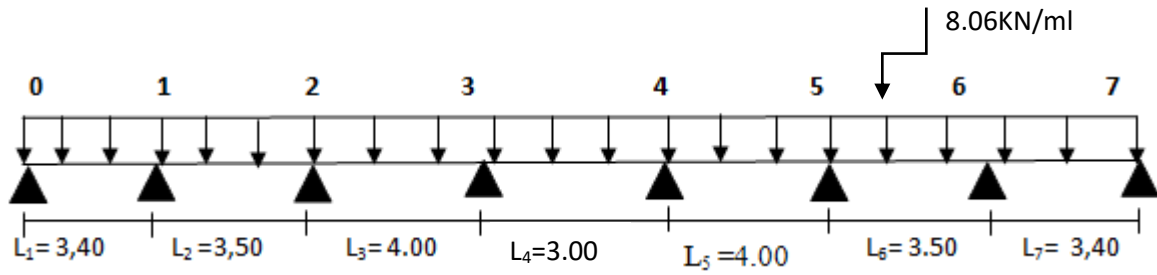
- le rapport $0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$

$$L_1/L_2=3.40/3.50=0.97 ; L_2/L_3=3.5/4.00=0.875 ; L_3/L_4=4.00/3.00=1.33 ; L_4/L_5=3.00/4=0.75$$

Condition non vérifié donc on applique la méthode des 3 moments

Méthode des 3 moments :

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



Pour n=0 :

$$6.80 M_0 + 3.40 M_1 = -79.19 \dots \dots \dots 1$$

Pour n=1:

$$3.40 M_0 + 13.80 M_1 + 3.50 M_2 = -165.58 \dots \dots \dots 2$$

Pour n=2:

$$3.50 M_1 + 15 M_2 + 4 M_3 = -215.40 \dots \dots \dots 3$$

Pour n=3:

$$4 M_2 + 14 M_3 + 3 M_4 = -183.36 \dots \dots \dots 4 \rightarrow \text{par Symmetrie on } M_3 = M_4 \rightarrow 4 M_2 + 17 M_3 = -183.36$$

$$\begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 6.8 & 3.4 & 0 & 0 \\ 3.4 & 13.8 & 3.5 & 0 \\ 0 & 3.5 & 15 & 4 \\ 0 & 0 & 4 & 17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -79.19 \\ -165.58 \\ -218.40 \\ -183.36 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système d'équation nous donne les moments sur appuie

$$M_0 = M_7 = -7.99 \text{ KN.m};$$

$$M_2 = M_5 = -10.72 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_6 = -7.31 \text{ KN.m};$$

$$M_3 = M_4 = -8.22 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

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

x : la position du point dont le moment est maximale

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

Travée	Longuer (m)	Absisse x (m)	Valeur de moment Max KNm
0-1	3.40	1.725	3.993
1-2	3.50	1.63	3.39
2-3	4.00	2.077	6.0085
3-4	3.00	1.5	0.847

➤ Par symétrie:

$$M_{t0-1}=M_{t6-7} = 3.993\text{KN.m}; \quad M_{t2-3}=M_{t4-5}= 6.0085 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2}=M_{t5-6} = 3.39 \text{ KN.m}; \quad M_{t3-4}=0.847 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis (déminue 1/3):

$$M_0=M_7 = -5.327 \text{ KN.m}; \quad M_2=M_5= -7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_1=M_6 = -4.873 \text{ KN.m}; \quad M_3=M_4= -5.48 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis (déminue 1/3):

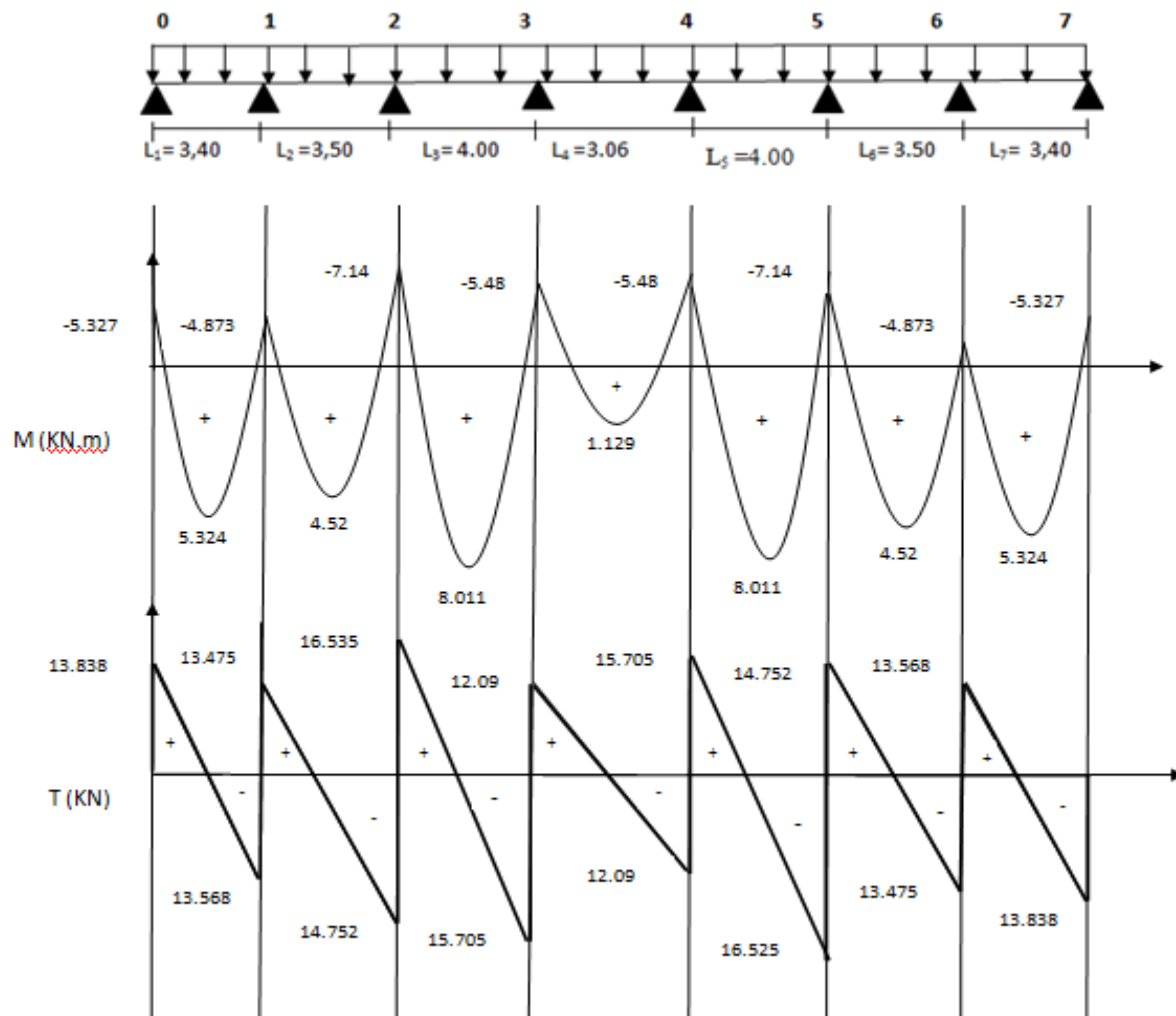
$$M_{t0-1}=M_{t6-7} = 5.324 \text{ KN.m}; \quad M_{t2-3}=M_{t4-5}= 8.011 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2}=M_{t5-6} = 4.52 \text{ KN.m}; \quad M_{t3-4}= 1.129 \text{ KN.m}$$

Calcul des effort tranchant:

$$T_u(x)= \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}.$$

travée	Longueur (m)	Charge (KN/m)	Effort tranchant (KN)	
			V_i à (x=0)	V_{i+1} à (x=L)
0-1	3.40	8.06	13.835	-13.568
1-2	3.50	8.06	13.457	-14.752
2-3	4.00	8.06	16.535	-15.705
3-4	3.00	8.06	12.09	-12.09



FigIII.21 Les efforts tranchant

Conclusion:

Le cas le plus défavorable c'est le premier cas.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

1) En travée : $M_{tmax}=11.664 \text{ KN.m}$

Les caractéristiques de la section sont :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_o = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$;

$h = 20 \text{ cm}$; $h_o = 04 \text{ cm}$.

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ kN.m}$$

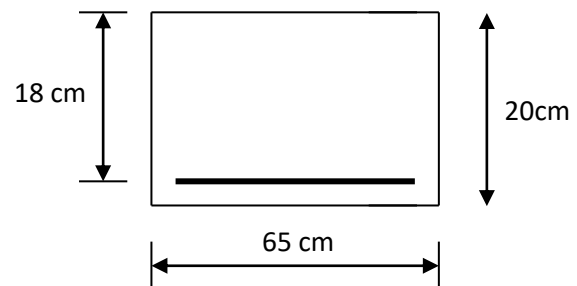
$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions 20 x 65 cm.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.664 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.039 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.039 \longrightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.664 \times 10^2}{0.9805 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.90 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

2) Aux appuis : $M_{\text{amax}} = 8.213 \text{ KN.m}$

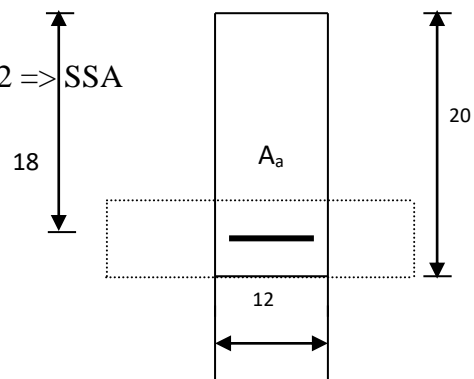
Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul comme une section rectangulaire (12 x 20) cm.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.213 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.148 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.148 \longrightarrow \beta = 0.919$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.213 \times 10^2}{0.919 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.426 \text{ cm}^2$$



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

➤ Les vérifications :

1) Vérification à la condition de non-fragilité :

Sur appuis :

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

$A_{uapp} = 2.26 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée ;

En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow$ la condition est vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} donc la condition est vérifiée.

2) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation, dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

3) Vérification au cisaillement :

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante :

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

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MP} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.228 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.751 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

➤ Appui de rive :

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ avec $a=0,9d$
 $V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$

$V_u^{\max} = 16.93 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée).}$

➤ Appuis intermédiaire :

$V_u^{\max} = 15.31 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$

5) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier – béton :

➤ Aux appuis :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{16.228 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 2 \times 7.536} = 1,32 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } \sum U : 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ En travée :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{16.228 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 3 \times 11.304} = 0,884 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } \sum U : 2 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0,884 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

6) La longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisée.

$$l_s = \frac{\varphi \cdot Fe}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \times 1,2 = 48$ On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

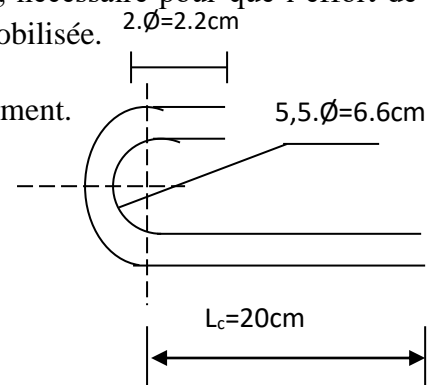
Les règles de **BAEL91 (Art. A.6.1)** admettent que

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

1) Le diamètre minimal des armatures transversales :



FigIII.22. L'ancrage des barres

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

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

2) La section des armatures transversales :

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

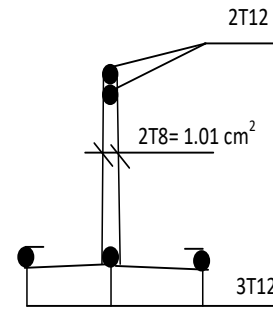


Fig III.23 Schéma de ferrailage de la poutrelle

3) L'espace entre les cadres

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

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

4) La condition de non-fragilité se traduit par la formule (Art. A.5.3, BAEL.91) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2) Vérification à L'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow q_u = 8.06 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS} \rightarrow q_s = 5.72 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \rightarrow q_s/q_u = 5.72/8.06 = 0.71$$

Moment max en travée et aux appuis :

$$M_{St}^{\max} = 0.71 \times (11.664) = 8.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Sa}^{\max} = 0.71 \times (8.213) = 5.83 \text{ KN/ml}$$

• Etat limite de la compression du béton :

En travée :

Moment (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{St} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
8.28	3.39	1.56	0.837	15.67	162.11	10.84	15

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \quad \text{Avec} : \sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_{St} / K_1$$

- **Au x appuis:**

Moment (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{St} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)
5.83	2.26	1.046	0.8584	20.31	167	8.22	15

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V Avec : } \sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \text{ avec } \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_{St} / K_1$$

- **Vérification de la flèche :(BAEL B.6.5.1)**

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{25.10}{400} = 0.0627 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \longrightarrow \frac{h}{L} = 0.0627 \geq \frac{8.28}{243} = 0.034 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c} \longrightarrow \frac{3.39}{216} = 0.0157 \geq \frac{3.6}{F_{400}} = 0.009 \dots\dots\dots$$

- La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL).

⇒ Il est indispensable de vérifier la flèche avec la flèche admissible

$$f_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \quad \text{Avec } E_v : \text{ module de déformation longitudinal}$$

$$\rho = A_t / b_0 x d = 3.39 / (12 \times 18) = 0.0157 \quad L : \text{ longueur du porté } L : 4.00 \text{m}$$

$$I_0 = 21799.126 \text{ cm}^4 \quad (\text{moment d'inertie par rapport au CDG})$$

Calcul des coefficients λ :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0157 \cdot \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1,05$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1,05 = 0,42 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 162,11 + 2,1} = 0,3$$

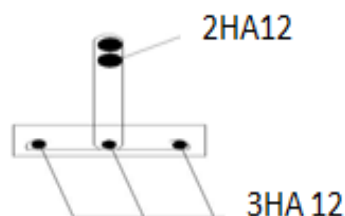
$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1,1 \times 21799,126}{1 + (0,3 \times 0,42)} = 21295,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = \frac{1,1 \times 21799,126}{1 + (0,3 \times 1,05)} = 18235,01 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{8,28 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 10818,865 \times 21295,77} = 0,057 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$F_i = \frac{8,28 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 3216,420 \times 18235,01} = 0,225 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$



Ferrailage de la poutrelle

III.5) Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique de hauteur $h = 1.20m$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_2) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G_1 et Q .

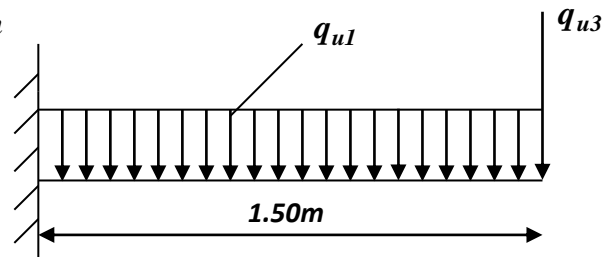
Son épaisseur et donnée par : $e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$

On prend : $e_p = 15cm$

III .5.1) Les charges:

a) Evaluation des charges :

- **Balcons :**



Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Lit de sable	17	0.03	0.51
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	10	0.02	0.20
Total	/	/	5.34

Tableau III.8 Elements constituant de balcon

On a :

- Epaisseur de la dalle. **e =15 cm**
- Charge permanentes : **G₁ = 5.34 KN/m²**
- Surcharges sur le balcon : **Q₁ = 3.5 KN/m²**
- Charge de garde Corps : **G₂ = 1KN/ m**

b) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

- **Combinaison fondamentale :**

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.34) + 1.5 (3.5) \end{cases} \longrightarrow q_u = 12.46 \text{ KN/m}$$

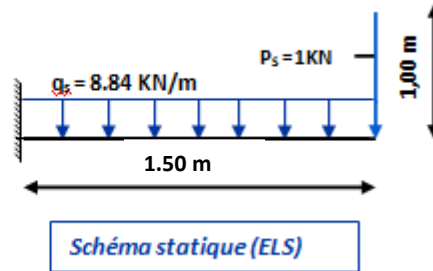
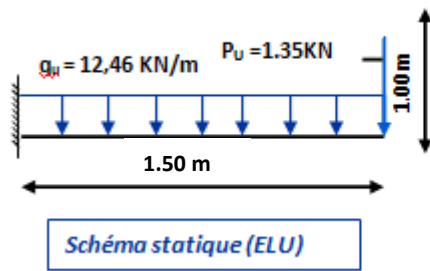
$$\begin{cases} P_u = 1.35G_2 \\ P_u = 1.35(1) = 1.35\text{KN} \end{cases} \longrightarrow P_u = 1.35 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS:**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5.34 + 3.5 \end{cases} \longrightarrow q_s = 8.84 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_s \\ P_s = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

• Schéma statique de calcul :



• Les moments et Les efforts tranchants :

➤ L'ELU:

• Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} M_u(x) &= -q_u \frac{x^2}{2} - p_u x \\ M_u(x) &= -6.23x^2 - 1.35x \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} M_u(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M_u(1.50\text{m}) = -16.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_u(x) = q_u x + p_u \\ T_u(x) = 12.46x + 1.35 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_u(0 \text{ m}) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.50 \text{ m}) = 20.04 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ L'ELS:

• Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$:

$$\begin{aligned} M_s(x) &= -q_s \frac{x^2}{2} - p_s x \\ M_s(x) &= -4.42x^2 - x \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} M_s(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M_s(1.50 \text{ m}) = -11.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} T_s(x) &= q_s x + p_s \\ T_s(x) &= 8.84x + 1 \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \\ T_s(1.50 \text{ m}) = 14.26 \text{ KN} \end{cases}$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.50	X=0	X=1.50
T(x) KN	1.35	20.04	1	14.26
M(X) KN.m	0	16.04	0	11.44

III .5.2) Calcul du ferrailage :

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.04 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,057 \longrightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.04 \times 10^3}{0,970 \times 140 \times 348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

b) Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA8 = 2.51 cm² avec S_t = 20 cm

c) Vérifications :

Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 1 \times 0,14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 \\ A_l = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \\ A_r = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

➤ Vérification de disposition d'armature :

1) Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

2) Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0.13f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[0.13(25); 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.143 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91) :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{20.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14 \times 4(0.012) \times 3.14} = 1.055 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

$$M_s = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 11.584 \text{ KN}$$

- On va vérifier les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14} = 0.322$$

$$\rho_1 = 0.322 \quad k_1 = 41.18 \quad \beta_1 = 0.911$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt[1]{nft28} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } n = 1.6 \text{ HA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.44 \times 10^6}{0,911 \times 140 \times 452} = 197.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{197.75}{41.18} = 4.802 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.802 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation (Art 6.8.424/BAEL91) :

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$$

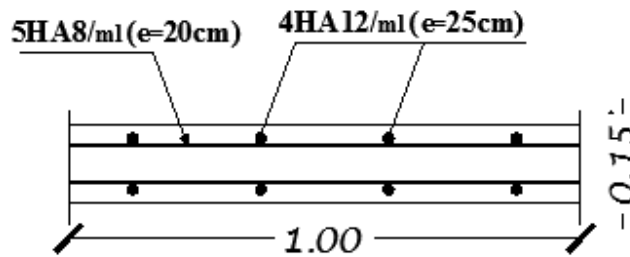
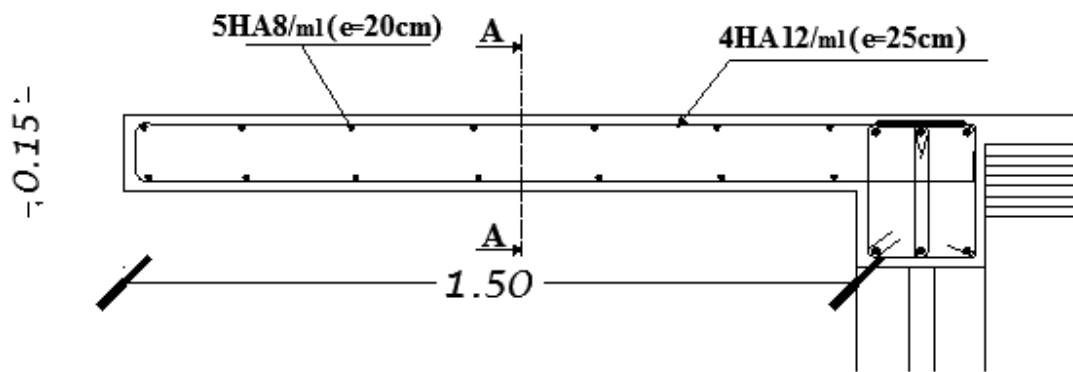
$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad 0.115 > 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{13 \times 100} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{11.44}{10 \times 11.44} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

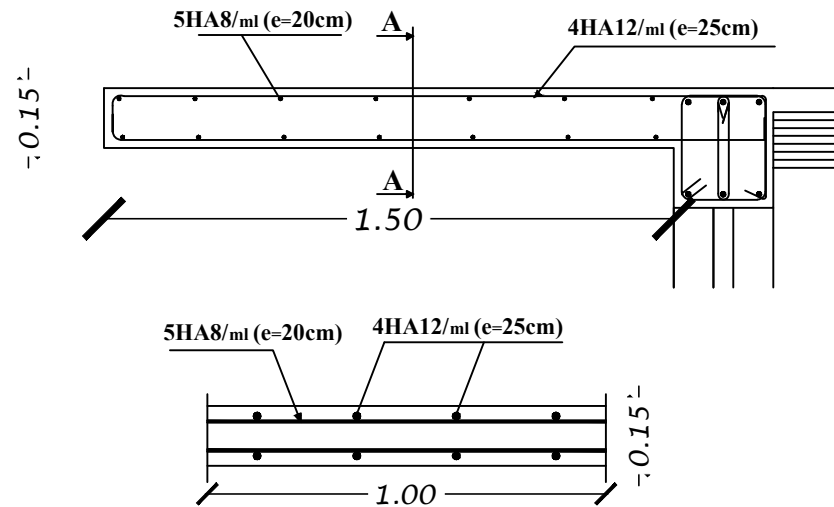
On constate que toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Schéma de ferrailage des balcons :



Coupe A-A

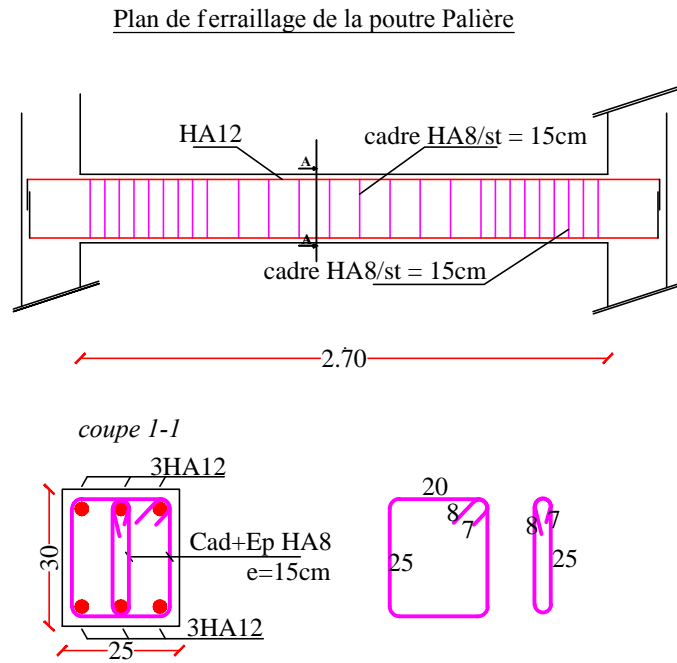
Plan de ferrailage du balcon



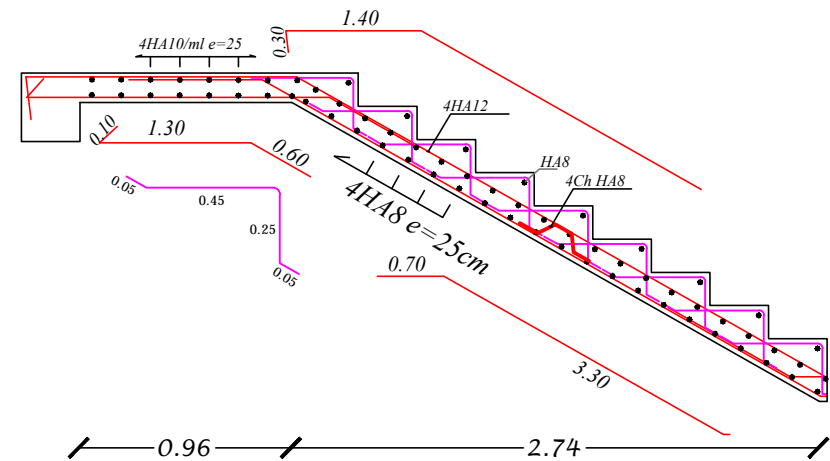
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mr. BENTCHAKAL LYES Melle. AIT GHERBI THINHINANE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Mme SMAHI	PLAN: FERRAILAGE DES BALCONS	PROMOTION: 2017/2018

Plan de ferrailage de la poutre palière (25x30)



Plan de ferrailage des escaliers



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Mr. BENTCHAKAL LYES
Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

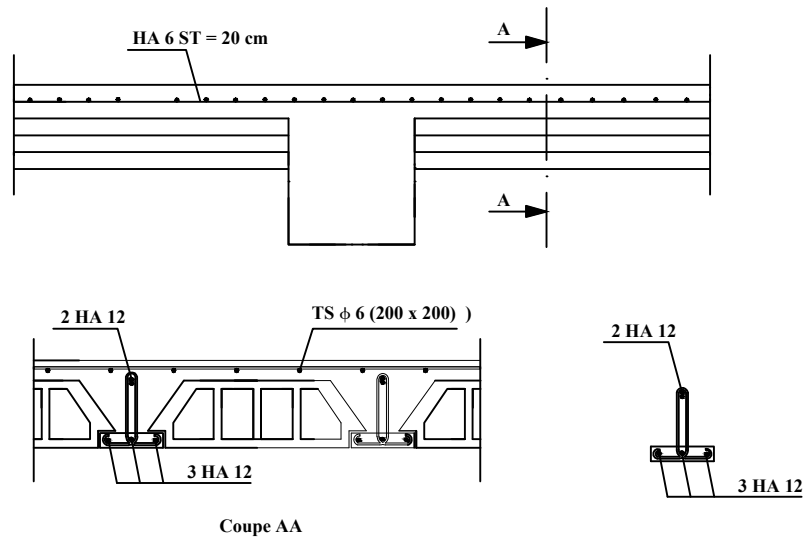
ECHELLE:
1/50

DIRIGÉ PAR:
Mme SMAHI

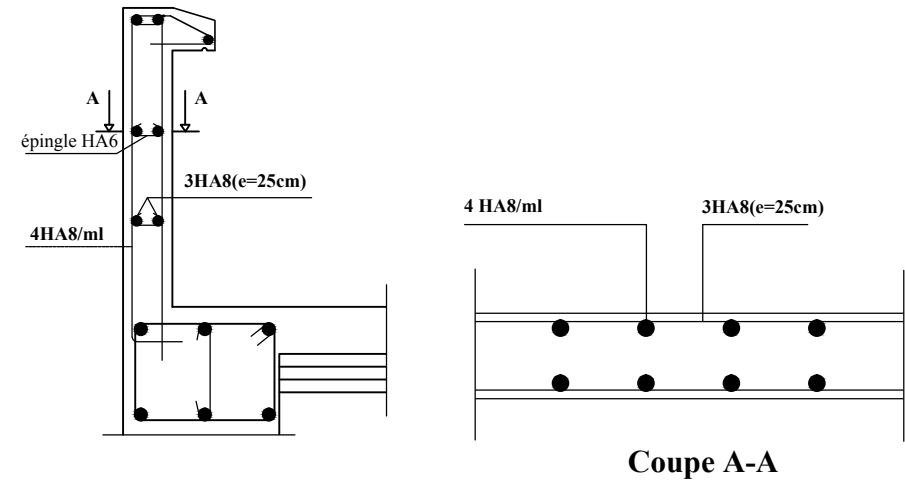
PLANS:
FERRAILAGE DES ESCALIER ET DE LA POUTRE PALIERE

PROMOTION:
2017/2018

Plan de coffrage et ferrailage du plancher



Ferrailage de l'acrotère



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mr. BENTCHAKAL LYES
 Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 Mme SMAHI

PLANS:
 COFFRAGE DE PLACHER ET FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

PROMOTION:
 2017/2018

Introduction :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela on a eu recours à l'informatique en développant des logiciels qui constituent des alliés précieux pour le calcul et la conception optimale des structures tout en donnant une simulation numérique, une approche à un modèle réelle dans le respect des réglementations techniques et normes de la construction, parmi ces logiciels le code de calcul ETABS est utilisé pour l'aide à la conception des structures de bâtiments.

Partie I: Modélisation et justification des données introduites au logiciel ETABS :**IV.I.1. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée si :

a. Si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone I et II et à 30m en zone III.

b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage II).

- Méthode d'analyse modale spectrale:

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

⇒ D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II.a et de groupes d'usage 02. Nous allons utiliser la méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.3 RPA 99 mod 2003] en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.1.4).

IV.I.2. PRESENTION DE LOGICIEL ETABS :

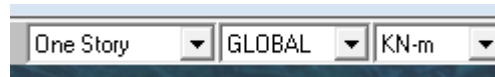
ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

IV.I.2.1. Modélisation à l'aide du logiciel ETABS:

Etape 1 : La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure.

a) Choix des unités :

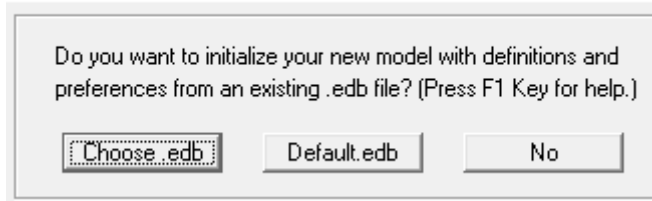
Après le lancement d'ETABS la première étape consiste au choix d'unité et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve à l'angle inférieur (KN-m).



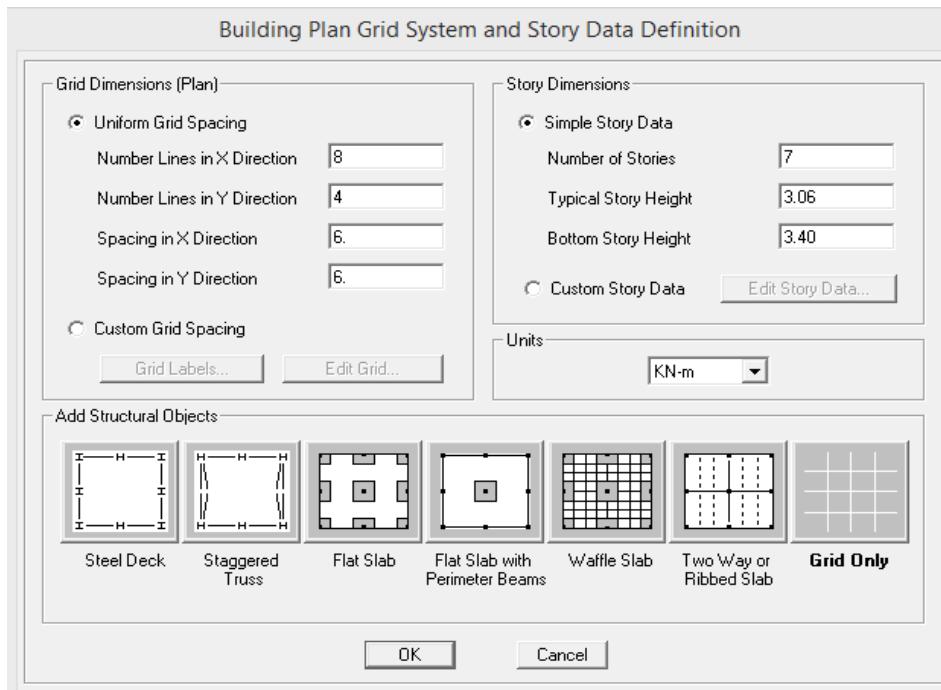
b) Géométrie de base:

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne New model, On clique sur **NO**.

New Model Initialization



Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portique suivant x-x : 8
- Le nombre de portique suivant y-y : 4
- Le nombre d'étages : 7 niveaux.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs travées et des hauteurs D'étage.

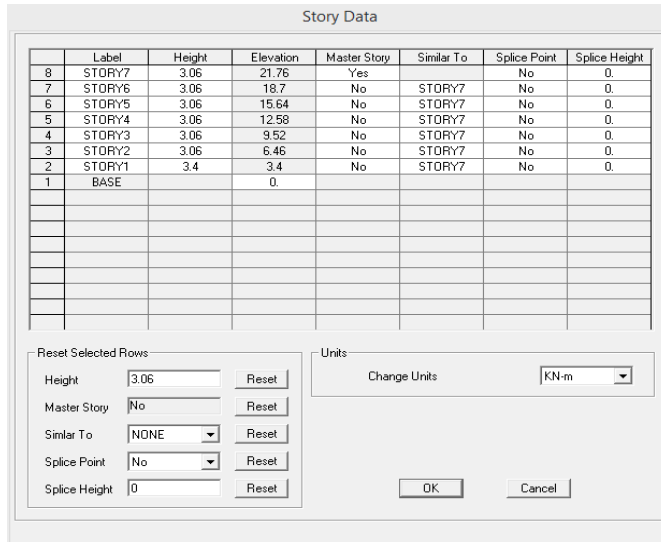
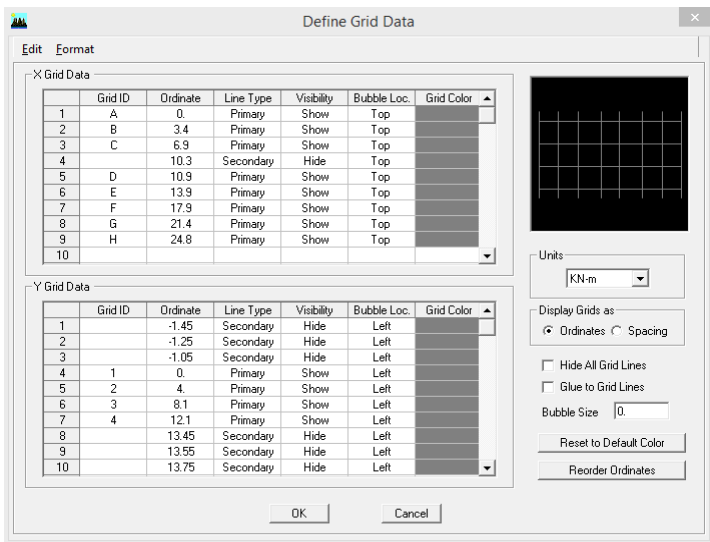
-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **Add Grid Line:**


Suivant x : 0, 3.4, 6.9, 10.3, 13.9, 17.9, 21.4 .24.8

Suivant y : 0, 4, 4.10, 4

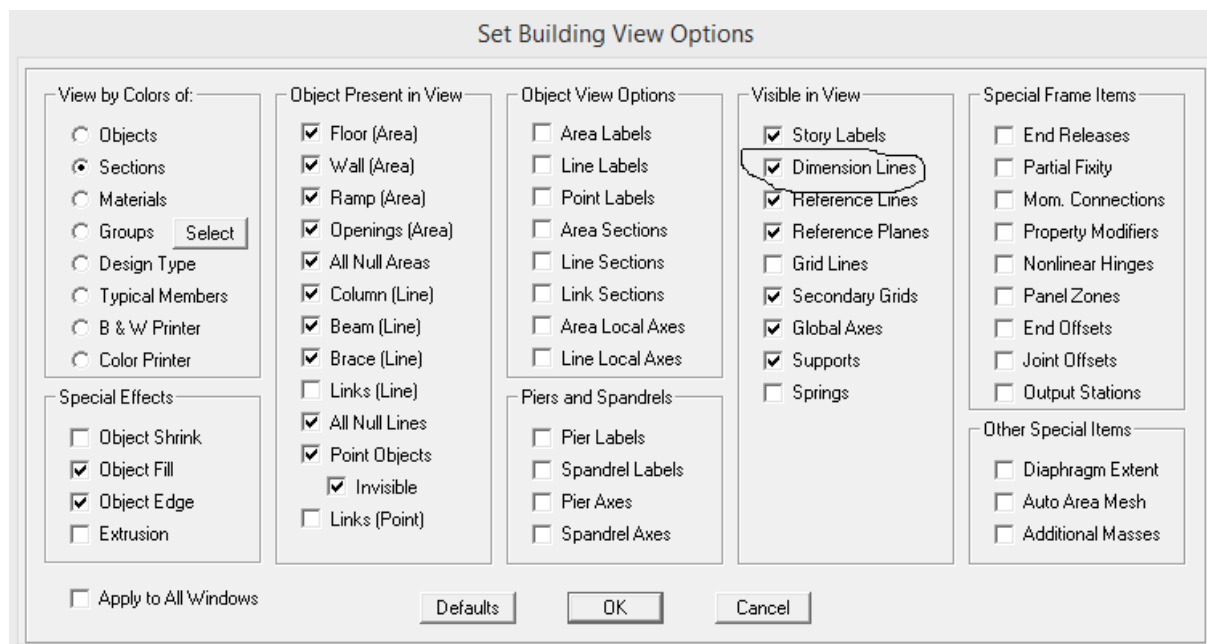
Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**



d) Vérification des dimensions :

On clique sur cette l'icône .

Ou bien: **View**→ **set building view options.**



Etape 2: La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique Sur **Modify/Show System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

Le béton :

- Poids volumique béton: 2.5KN/m³
- Poids volumique béton : 25 KN/m³
- Module de Young:32164200 KN/m²
- Contrainte max du béton à la compression:25000 KN/m²
- Contrainte max des aciers longitudinaux: 400000 KN/m²
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m²

Material Property Data

Material Name BETON

Display Color Color [Cyan]

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	0.
Shear Modulus	13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

Le matériau neutre (autre) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³

Material Property Data

Material Name	AUTRE	Display Color	Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design	None
Analysis Property Data		Design Property Data		
Mass per unit Volume	0.			
Weight per unit Volume	0.			
Modulus of Elasticity	1.999E+08			
Poisson's Ratio	0.3			
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05			
Shear Modulus	76884615.			

Etape 3 : La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

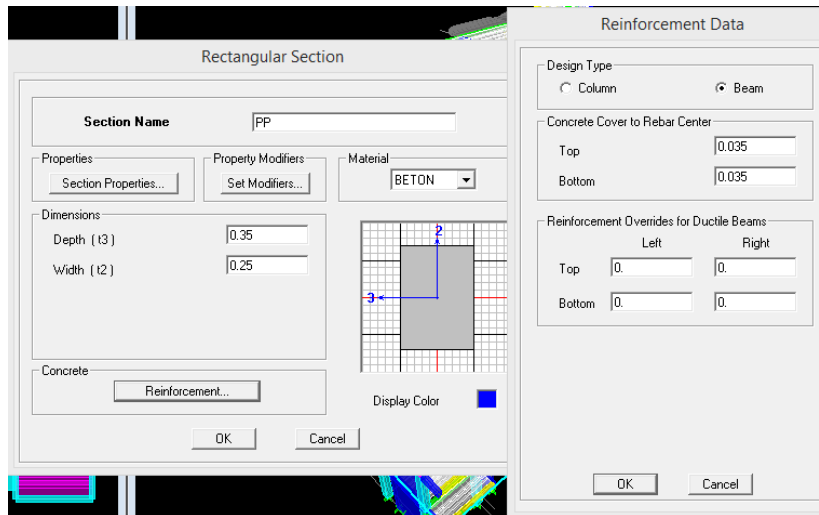
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

- Dans le menu déroulant on clique sur **Define Frame/Cable Section**.
- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne **Add Rectangular Add new property**

Après avoir cliqué sur **OK**, une nouvelle boîte de dialogue s'affichera, on y

Entrera les caractéristiques des poutres principales (**PP**) comme montré ci-dessous :

- Section Name (nom de la section) : PP
- Material (matériau défini) : Concrete (béton).
- Depth (hauteur de la poutre) : 0.35m.
- Width (largeur de la poutre) : 0.25m.



Nous procédons de la même façon pour les autres éléments barres (poutre secondaire et les poteaux).

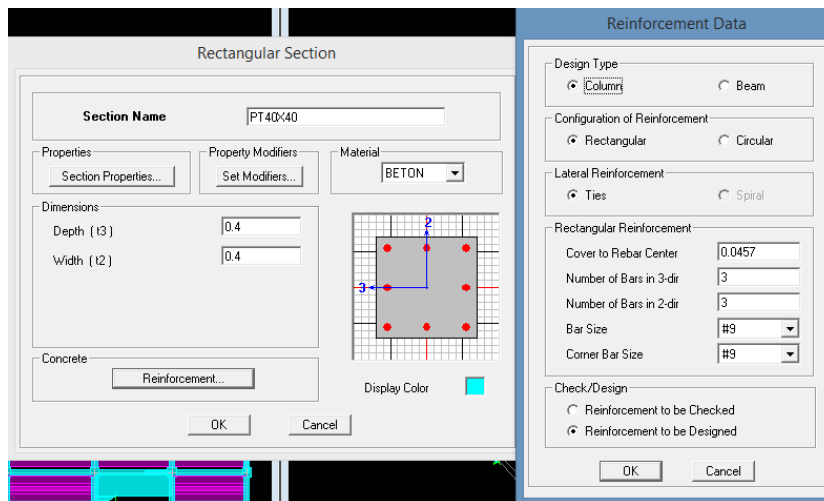


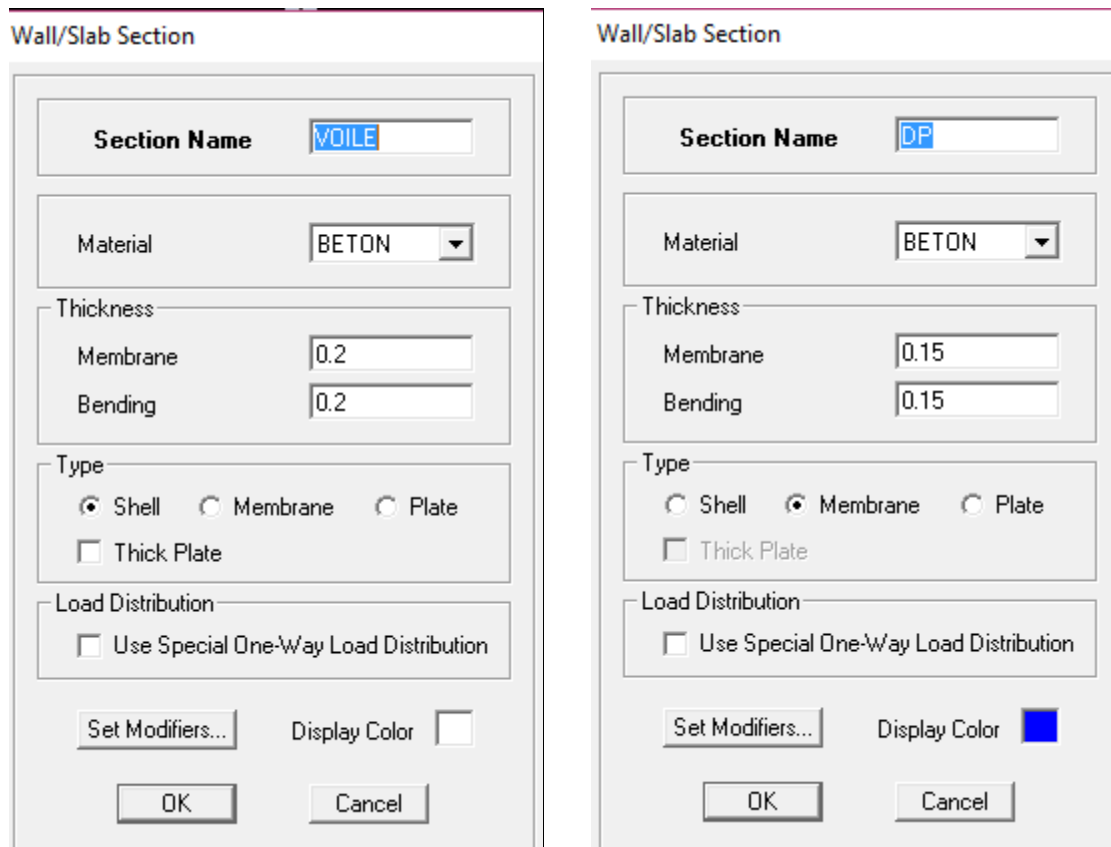
Figure IV. 7:déffinition des poteaux (column).

Maintenant qu'on a fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define⇒ **Area Sections** ⇒**Add New wall/slab**

Voile : (e=0.20m)

dalle pleine : (e=0.15m)




Nous procéderont de la même manière pour les autres les autres éléments similaires.

Étape 4: charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Définition des charges statiques (G et Q):

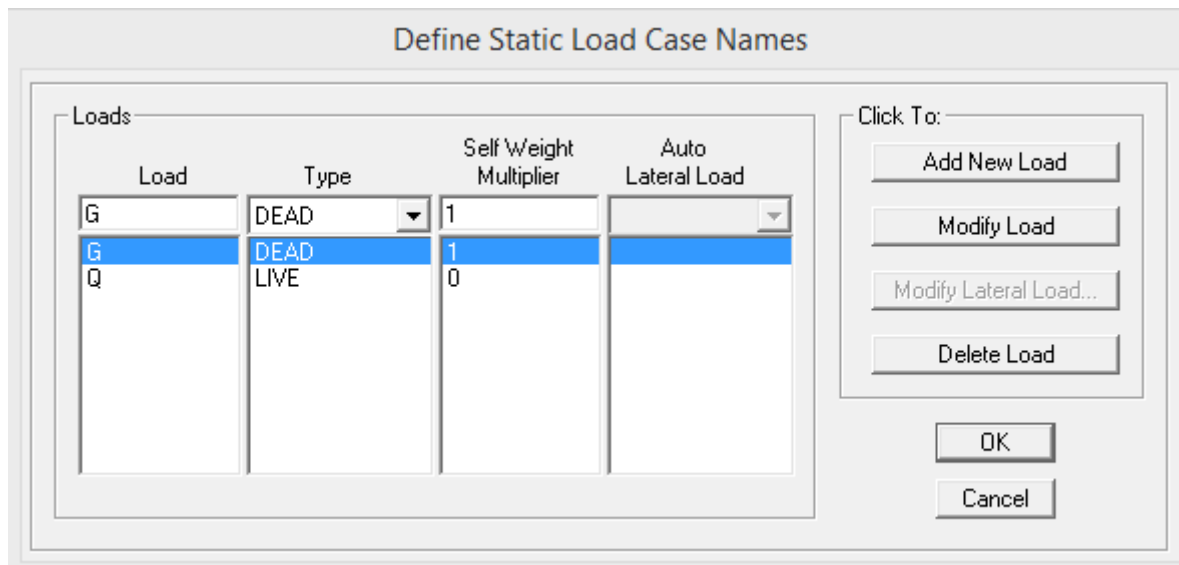
La structure est soumise à des charges permanentes(G),et a des surcharges d'exploitation(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**. 

- **Charges permanentes:** Load Name (Nom de la charge): G
Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

- **Surcharges d'exploitation:** Load Name (Nom de la charge): Q
Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :0



b) Affectation des charges :

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre cas ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour les planchers en corps creux.

On sélectionne les dalles :

Assing → **Shelle/ Area Loads** → **Uniform**. Ou bien on clique sur l'icône 

Charger les planchers et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

on sélectionne les poutres secondaires en cliquant sur l'icône  ou bien

Aissing → **Frame line /load** → **distribution** → **uniform load**

Quant au plancher défini en corps creux (**methode de bardage**) on clique sur:

Assing → **shell area load** → **uniform surface load**

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

Définition de la charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1$.

-On ouvre le logiciel

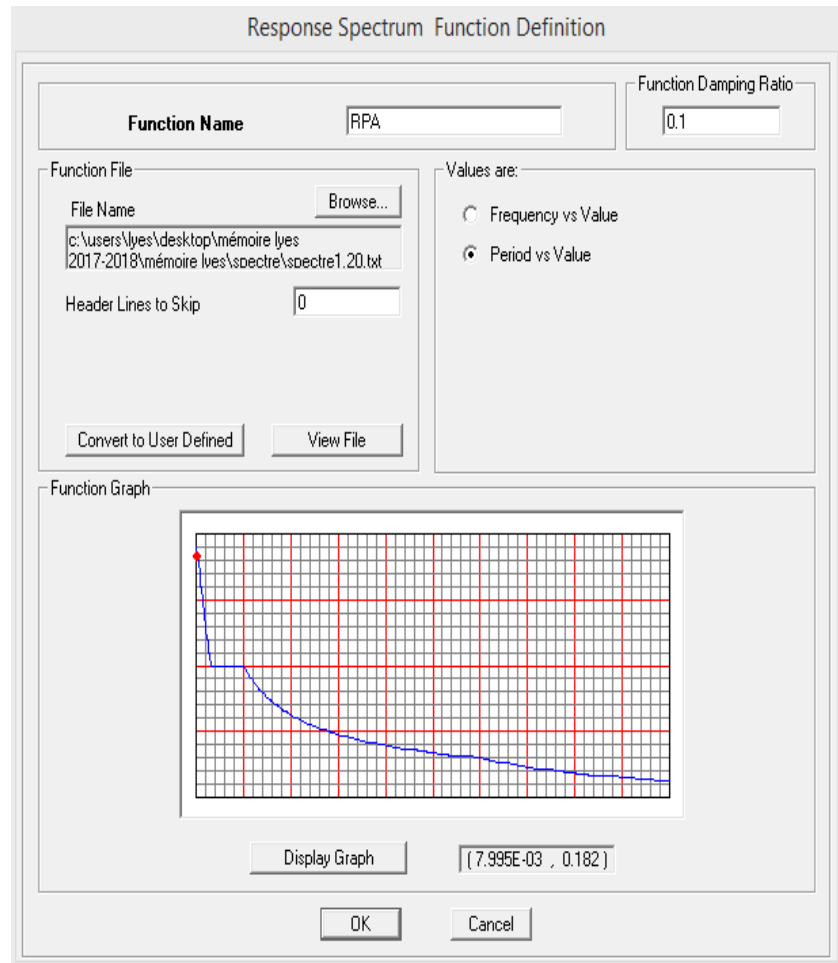
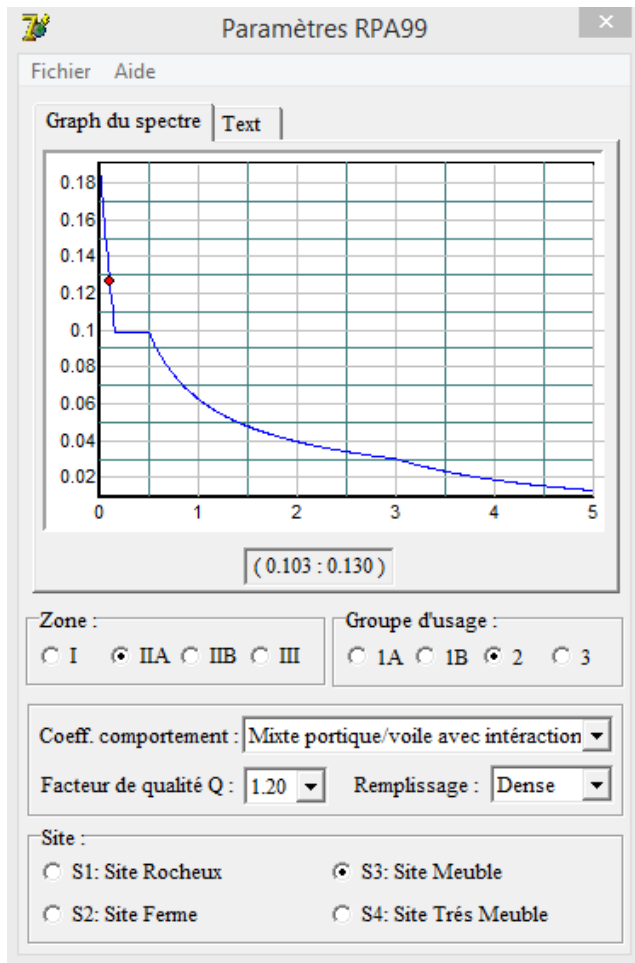
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define Response \Rightarrow **Spectrum function** \Rightarrow **Spectrum from file**

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

On clique sur **OK** pour valider.



Charge sismique :

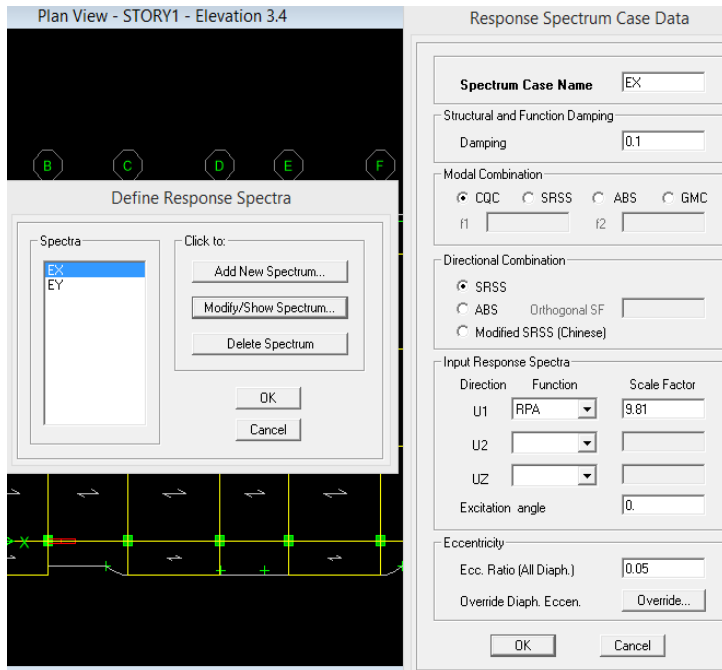
Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponsespectrum cases** → **Add New Spectrum**, ou bien on clique sur l'icône 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U_x** et **U_y**).

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.



Etape 5 : Introduction des combinaisons d’actions

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

ELU : $1.35G+1.5Q$

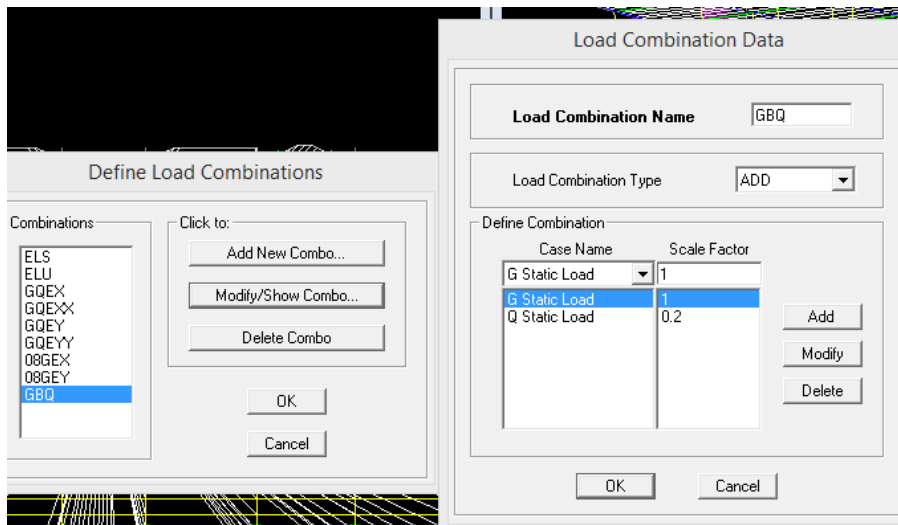
ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE: $0.8G\pm E$

Define ⇒ Combinations Add ⇒ New Combo




Etape7: Définir la masse participante

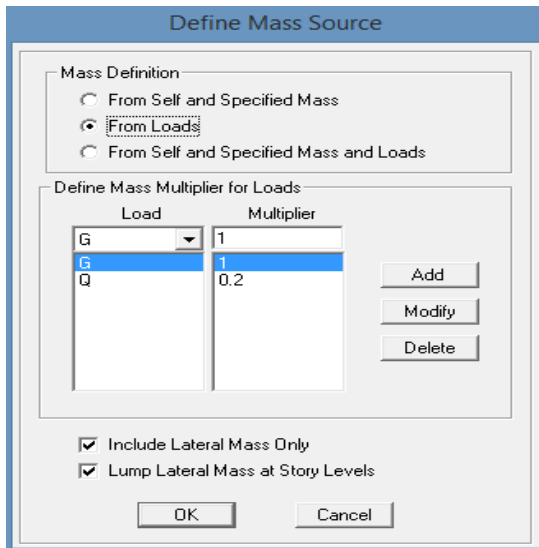
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique ; dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre:

Define \rightarrow masse source ou bien on clique sur cette icône 




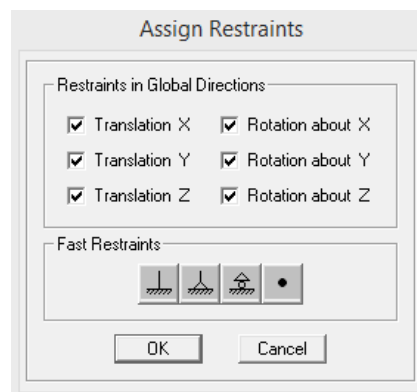
Etape8 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

a. Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur:


Assign \Rightarrow Joint \Rightarrow Restraints \Rightarrow 



b) Les diaphragmes :

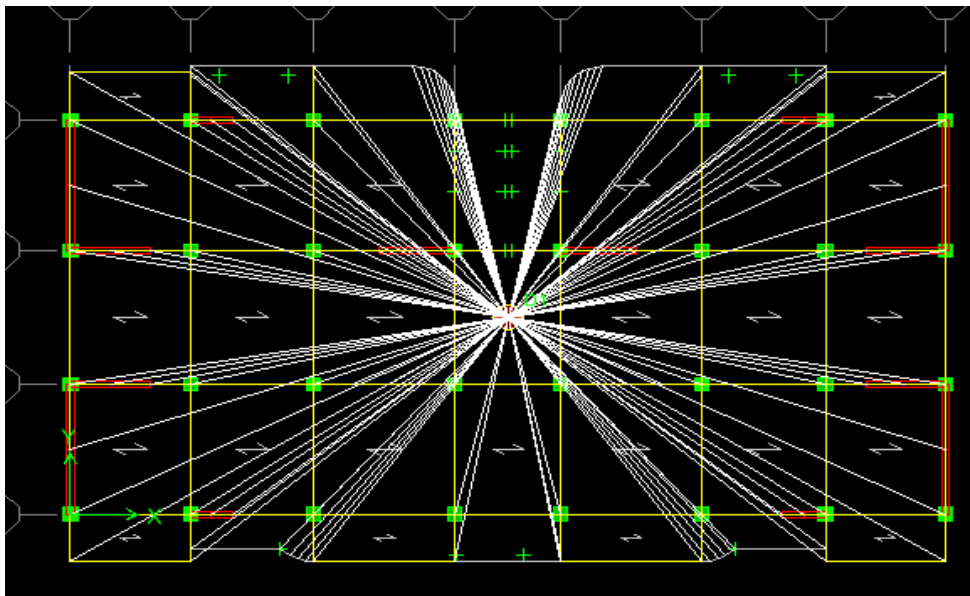
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher

Assign ⇒ Joint Constraints Diaphragm ⇒ Add New Constraints.

On clique sur cette icône 

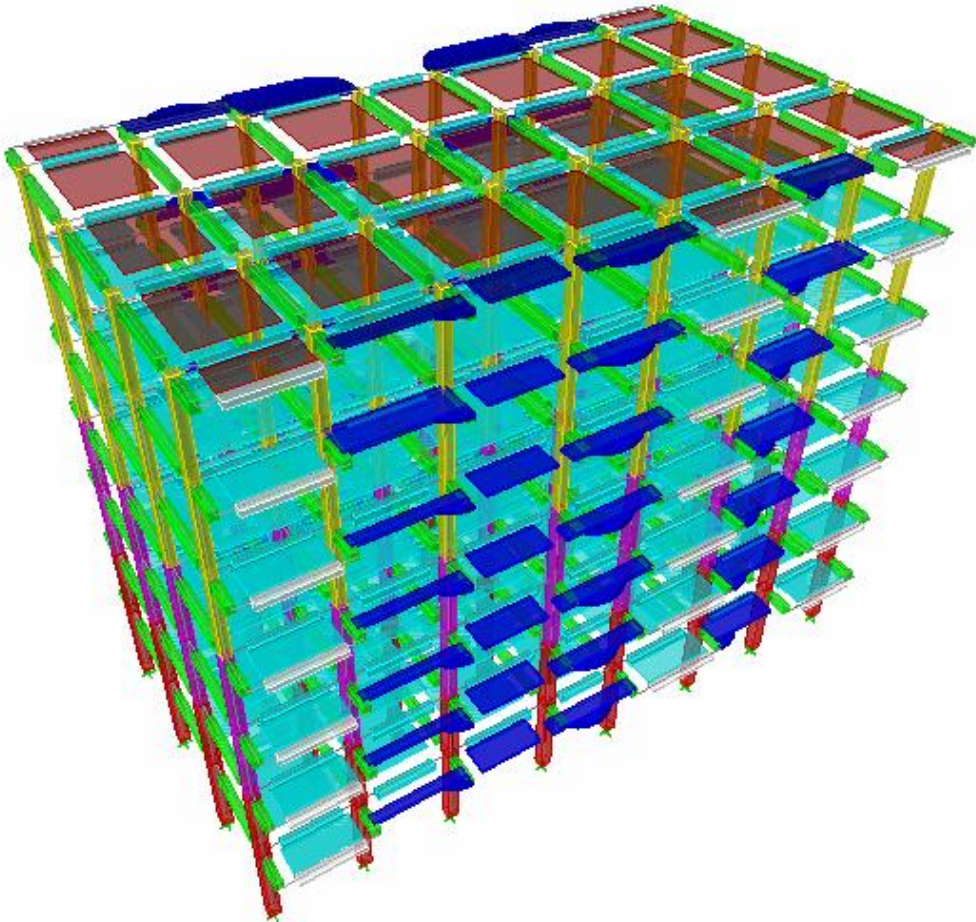
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers

**Etape9 : l'analyse dynamique**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de notre structure :



A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.624028	70.4858	0	0	70.4858	0	0	0	98.5202	0.0362	0	98.5202	0.0362
2	0.46397	0	68.3564	0	70.4858	68.3564	0	97.8259	0	0	97.8259	98.5202	0.0362
3	0.356535	0.0387	0	0	70.5245	68.3564	0	0	0.0444	68.1096	97.8259	98.5646	68.1458
4	0.152067	18.0355	0	0	88.56	68.3564	0	0	1.1041	0.0074	97.8259	99.6687	68.1532
5	0.098388	0	21.4195	0	88.56	89.7759	0	1.9368	0	0	99.7627	99.6687	68.1532
6	0.074891	0.0032	0	0	88.5632	89.7759	0	0	0.0002	21.3915	99.7627	99.6689	89.5447
7	0.065303	6.3839	0	0	94.9471	89.7759	0	0	0.2589	0.0012	99.7627	99.9278	89.5459
8	0.043467	0	6.5527	0	94.9471	96.3286	0	0.2014	0	0	99.9641	99.9278	89.5459
9	0.03794	2.9583	0	0	97.9054	96.3286	0	0	0.0483	0.0014	99.9641	99.976	89.5472
10	0.032877	0.002	0	0	97.9075	96.3286	0	0	0.0001	6.6291	99.9641	99.9761	96.1764
11	0.027292	0	2.4156	0	97.9075	98.7442	0	0.0279	0	0	99.992	99.9761	96.1764
12	0.026041	1.3819	0	0	99.2893	98.7442	0	0	0.018	0.0002	99.992	99.9941	96.1766

Tableau IV.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Commentaire :

D’après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul automatique (**T_{dyn} = 0.624sec**)

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_e = 0.503 s**)

$$\implies 1.3T_e = 0.65 \text{ sec}$$

Donc : La condition de (*Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003*) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \implies 0.624 \text{ sec} < 0.65 \text{ sec}$$

➤ Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des translations suivant les axes (YY’) et (XX’) successivement. Le 3^{ème} mode c’est un mode de torsion.

a) Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, 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 ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

Le nombre de modes à considérer est de **8 modes** (participation modale des huit modes est de **94.94%**)

• **Centres de masse et les inerties des différents niveaux :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

• **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

• **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ax} = 5\% L_x \quad \text{Avec :} \quad e_{ax} = 0,05 \times 25,10 = 1,255\text{m}$$

$$e_a = 1.255 \text{ m}$$

Story	Diaph	Masse	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _a
S SOL	D1	382.2348	12.4	6.051	12.4	6.446	0	0.395	cv
RDC	D2	372.2851	12.4	6.048	12.4	6.435	0	0.387	cv
ETG1	D3	368.2228	12.4	6.048	12.4	6.422	0	0.374	cv
ETG2	D4	364.1712	12.4	6.048	12.4	6.417	0	0.369	cv
ETG3	D5	360.7329	12.4	6.048	12.4	6.417	0	0.369	cv
ETG4	D6	360.4748	12.4	6.043	12.4	6.417	0	0.374	cv
ETG5	D7	377.2312	12.396	5.92	12.4	6.414	0.004	0.494	cv

Tableau IV.2. L'excentricité dans le sens XX' et YY'

2) Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » :

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales**

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	11339.35	18312.61	38.24%	61.76%

Tableau IV.3. Les charges reprises par les voiles et par les portiques

➤ **Sous charges horizontales :**

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niveau 1	1520.98	1811.42	134.74	104.77	91.90%	94.54%	8.14%	5.46%

Tableau IV.4 .Les charges reprises par les voiles et par les portiques

- Avec :**
- F_1 : La charge horizontale suivant X .
 - F_2 : La charge horizontale suivant Y .
 - F_3 : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **$R = 3.5$**

3) Vérification des conditions du RPA :

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{base (msm)} > 0.8 V_{base (mse)}$$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (RPA99V2003 \text{ Art } 4.2.3)$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de (RPA 99/version 2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ A = 0.15 \\ \text{Zone sismique II} \end{array} \right.$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \longrightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \longrightarrow & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \longrightarrow & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par

Le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

- **Classification du site :**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S3** \Rightarrow (Site meuble : S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau (4.2 du **RPA99V2003**).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense donc :

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = 0,76 > 0,7$$

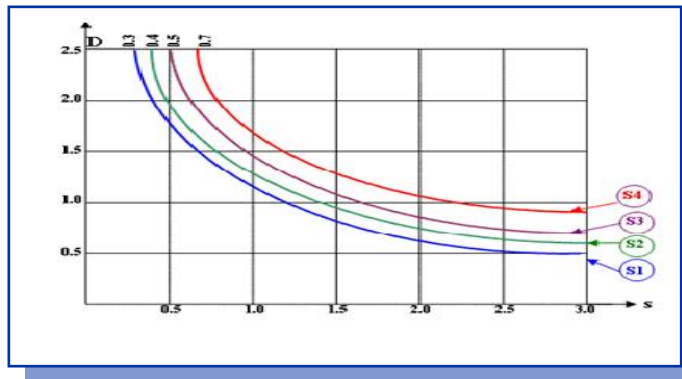


Fig IV.1 : Facture d'amplification dynamique

1) Estimation de la période fondamentale(T) :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

$$T=C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$h_N = 21.76 \text{ m}$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$\Rightarrow C_T = 0.05$

Donc : $T_{RPA} = 0.05 \times (21.76)^{3/4} = 0.503\text{s} \Rightarrow T_{RPA} = 0.503 \text{ s}$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \Rightarrow (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens	T (S)	d (m)	D
Sens x-x	0.390	25.10	1.9
Sens x-x	0.50	15	1.9

Tableau IV.5 : facteur d'amplitude

On a: $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_X \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq T_X \leq 0.50 \text{ s} \text{ donc: } D_x = 2.5 \eta \\ 0 \leq T_Y \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq T_Y \leq 0.50 \text{ s} \text{ donc: } D_y = 2.5 \eta \end{array} \right.$$

• **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système (voile porteur) et la valeur de R est de 3.5

- **Facture de qualité (Q) :** La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4-4/RPA99/2003)$$

Critère q »	P _q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé
2. Redondance en plan	N/observé	0,05
3. Régularité en plan	N/observé	0,05
4. Régularité en élévation	N/observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
	Q = 1 + Σ P_q = 1.2	

Tableau IV.6 : Facteur de qualité

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

- **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\implies \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi} \implies W_t = 25776.34 \text{ KN}$

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeurs numériques	0.15	1.9	1.9	1.20	3.5	25776.34	0.390	0.50	0.76

Tableau IV.7: Résumé des résultats

Donc on a: $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V stat	0.8 V stat < V dyn
Sens X-X	2518.71	2298.25	2014.97	C.V
Sens y-y	2518.71	2645.25	2014.97	C.V

Tableau IV.8: Résultat des efforts V

• Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C.V$

a) **Vérification des déplacements latéraux inter – étage :**

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\Delta_{ex}^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_{ey}^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.
 h_e : représente la hauteur de l'étage.

Où ; $\Delta_{ex}^k = (\delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}) \times R$ et $\Delta_{ey}^k = (\delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}) \times R$

➤ **Sens longitudinale :**

niveau	U _x	δ_{ex}^k (m)	R	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
ETG5	0.0162	0.0567	3.5	0.00945	0,0306	cv
ETG74	0.0135	0.04725	3.5	0.0098	0,0306	cv
ETG3	0.0107	0.03745	3.5	0.0098	0,0306	cv
ETG2	0.0079	0.02765	3.5	0.0098	0,0306	cv
ETG1	0.0051	0.01785	3.5	0.0084	0,0306	cv
RDC	0.0027	0.00945	3.5	0.0063	0,0306	cv
S SOL	0.0009	0.00315	3.5	0.00315	0,034	cv

Tableau IV.9: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens

➤ Sens transversale

niveau	UY	δ_{ex}^k (m)	R	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
ETG5	0.0107	0.03745	3.5	0.007	0,0306	cv
ETG74	0.0087	0.03045	3.5	0.007	0,0306	cv
ETG3	0.0067	0.02345	3.5	0.00665	0,0306	cv
ETG2	0.0048	0.0168	3.5	0.00595	0,0306	cv
ETG1	0.0031	0.01085	3.5	0.00525	0,0306	cv
RDC	0.0016	0.0056	3.5	0.00385	0,0306	cv
S SOL	0.0005	0.00175	3.5	0.00175	0,034	cv

Tableau IV.10: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

• Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

b) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (*RPA 99/V 2003. Art5-9*)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Pk (KN)	V _{kx}	$\delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$	h _e	θ_{Kx}	$\theta_K < 0,1$
29651.965	719.85	0.00945	3,06	0.09721018	Cv
30018.665	1192.51	0.0098	3,06	0.08061837	Cv
30682.905	1557.53	0.0098	3,06	0.06309061	Cv
31347.145	1844.73	0.0098	3,06	0.05442142	Cv
32011.385	2063.06	0.0084	3,06	0.0425942	Cv
32675.625	2214.54	0.0063	3,06	0.03037802	Cv
33339.865	2298.25	0.00315	3,40	0.01343997	Cv

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

➤ Sens transversale :

pk	V _{ky}	$\delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$	h _e	θ_{Ky}	$\theta_K < 0,1$
29651.965	842.89	0.007	3,06	0.08047467	Cv
30018.665	1394.1	0.007	3,06	0.04925769	Cv
30682.905	1798.82	0.00665	3,06	0.03706884	Cv
31347.145	2114.3	0.00595	3,06	0.02882882	Cv
32011.385	2361.38	0.00525	3,06	0.02325822	Cv
32675.625	2540.28	0.00385	3,06	0.01618384	Cv
33339.865	2645.25	0.00175	3,40	0.00648718	Cv

Tableau 4.12 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

• Commentaire :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

c) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

zone	Section	N (KN)	v	Observation
zone1	40x40	1086.94	0.27	≤ 0.3 C.V
zone 2	35x35	755.54	0.24	≤ 0.3 C.V
zone 3	30x30	465.5	0,20	≤ 0.3 C.V

Tableau IV.13: vérification de l'effort normal

- **Commentaire :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

- **Conclusion :**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique

Ferrailage des poutres :**V.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments les plus défavorables extraits de logiciel et en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.1.1 Les combinaisons de charges :

Le ferrailage des poutres comme on l'a déjà précisé se fera en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :
1,35G+1,5Qà l'ELU.
G+Q.....à l'ELS.
- Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] :
G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003.
0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003.

1-2 Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau. V.1. 1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

a) Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :**a-1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2) :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
4% en zone courante.
6% en zone de Recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 35)	4.375	35	52.5
Poutre secondaire (25 × 30)	3.75	30	45

Tableau. V.1.2. Section des armatures longitudinales.

a-2) Armatures transversales : (Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
 $A_t = 0.003S_t b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min (h/4 ; 12 \varnothing) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ p) en dehors de la zone (courante).}$$

Avec \varnothing : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'élanement.

V.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a) Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

Avec : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ cas accidentel.
 $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ Cas durable.

As_t: Section d'acier inférieure (tendue);

As_c: Section d'acier supérieure (comprimée);

M_u: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton;

b : Largeur de la section du béton;

d : Hauteur utile **d = h – c**;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire:

1^{er} cas : Section simplement armée A_c = 0 :

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

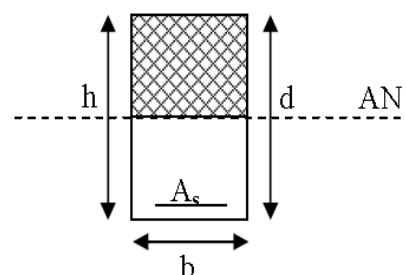


Figure V.1.1: section doublement armée

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes:

Armature tendues: $A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}}$; avec : $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

Armature comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$; avec : $\Delta M = M_u - M_1$

Ou bien :

$$\Delta M = M_{ACC} - M_1$$

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

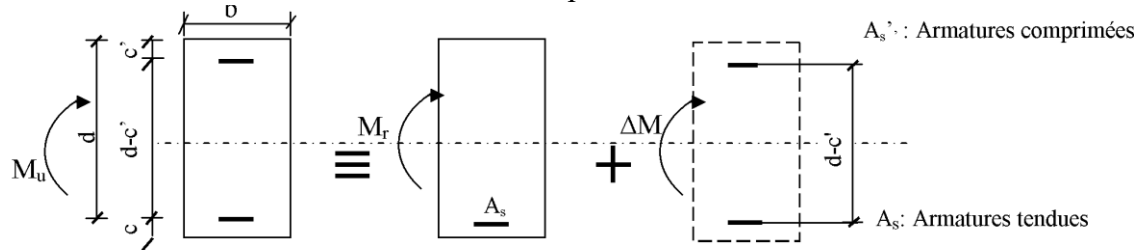


Figure V.1.2.: Section doublement armée.

b) Ferraillage des poutres :

Exemple de calcul de la section d'armatures en travées pour les poutres principales à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,284 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{31,284 \times 10^3}{0.958 \times 33 \times 348} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferraillage et le choix d'armature sont résumés dans les tableaux suivants :

- Poutre principale (25*35) :

poutre	comb	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
en travée	ELU	31,284	0,080	SAA	0,9580	2,84	3HA14	4,62
aux appuis	ELU	102,646	0,266	SAA	0,8420	10,61	3HA14+3HA16	10,65

Tableau. V.1.3. ferraillage des poutres principales.

- Poutre secondaire (25*30) :

poutre	comb	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
en travée	ELU	33,466	0,120	SAA	0,9305	3,46	3HA14	4,62
aux appuis	ELU	68,804	0,247	SAA	0,8420	7,88	3HA14+3HA12	8.01

Tableau. V.1.4. ferraillage des poutres secondaire.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- **Poutre principale :**

En travée : $A_{min}=0,005(25*35)=4,375\text{cm}^2 < A_{adop}=4,62\text{cm}^2$

Aux appuis : $A_{min}=0,005(25*35)=4,375\text{cm}^2 < A_{adop}=10,65\text{cm}^2$

- **Poutre secondaire :**

En travée : $A_{min}=0,005(25*35)=4,375\text{cm}^2 < A_{adop}=4,62\text{cm}^2$

Aux appuis : $A_{min}=0,005(25*35)=4,375\text{cm}^2 < A_{adop}=8,01\text{cm}^2$

Les conditions sont vérifiées.

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est données par : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi \right\}$

- Poutre principale : $\phi \leq \min \left(\frac{25}{10}, \frac{35}{35}, \phi \right) = (2.5, 1, 1.6) = 1\text{cm}$
- Poutre secondaire : $\phi \leq \min \left(\frac{25}{10}, \frac{30}{35}, \phi \right) = \min(2.5, 0.857, 1.4) = 0,857\text{cm}$

	Calcul de S _t (cm)			A _t = 0.003 × S _t × b	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	Min [8.75;19.2]	S_t = 8	0.6	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	S _t ≤ 17.5 cm	S_t = 15	1.125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	Min [7,5;16.8]	S_t = 6	0.45	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	S _t ≤ 15 cm	S_t = 15	1.125	

Tableau. V.1.5. Vérifications armatures transversal à l'ELU.

Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferraillage des poutres doit satisfaire la condition suivante : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec: $A_{CNF} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Poutre principale :

$$A_{CNF} \geq 0.23 * 25 * 32 * \frac{2.1}{400} = 0.966$$

Poutre secondaire :

$$A_{CNF} \geq 0.23 * 25 * 27 * \frac{2.1}{400} = 0.815$$

Le résultat des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	4.62	0.966	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	0.966	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4.62	0.815	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	0.815	Condition vérifiée

Tableau. V.1.6. Vérifications les armature des poutres à l'ELU.

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u prise conventionnellement égal :

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

Avec : T_U^{max} = Effort tranchant max à l'ELU;

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	107.03	30	32	1.34	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	106.59	25	27	1.58	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.1.7: Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

Il faut vérifier que :

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

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	observation
	T _{max}						
Principales	T _{max}	107.03	30	32	25	480	Condition vérifiée
Secondaires	T _{max}	106.59	25	27	25	420	Condition vérifiée

Tableau V.1.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si : $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si : $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0 \Rightarrow$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

poutres	Efforts tranchant (KN)		Moment Mu (KN.m)	d (cm)	F _e (MPa)	$\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$
	T _{max}					
Principales	T _{max}	107.03	102.646	32	400	-248.75
Secondaires	T _{max}	106.59	68.804	27	400	-176.554

Tableau V.1.9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- d) **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence. $\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers HA.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime. U_i : périmètre utile des barres.

Pour le calcul U_i de Nous avons choisi la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable.

- **Poutre principale :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{107,03 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 13,188} = 2,81 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{106,59 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 13,188} = 3,03 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 3,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

e) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \text{ avec } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

l_s = longueur de scellement droit.

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\varnothing 14$ et $\varnothing 12$); donc leurs longueurs de scellements sont les suivantes :

- Pour $\varnothing 16$ $l_s = 1,6 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$
- Pour $\varnothing 14$ $l_s = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$
- Pour $\varnothing 12$ $l_s = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$

Selon le (BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21). L'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

- Pour les $\varnothing 16$: $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les $\varnothing 14$: $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les $\varnothing 12$: $L_a = 16,93 \text{ cm}$

V.II.1.4. Vérifications à L'ELS :

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

- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.
- Etat limite d'ouverture des fissurations.

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

la contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\rho l = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	22.662	0.565	0.8882	29.70	4.62	32	172.5	348	C.V.	5.80	15	C.V.
	Appuis	72.934	1.335	0.8455	21.84	10.65	32	252.4	348	C.V.	11.56	15	C.V.
P.S	Travée	24.3	0.630	0.8832	27.82	4.62	27	220.56	348	C.V.	7.92	15	C.V.
	Appuis	49.966	1.187	0.8518	18.73	8.01	27	271.23	348	C.V.	14.48	15	C.V.

Tableau V.1.10 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

c) Vérification de la flèche :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

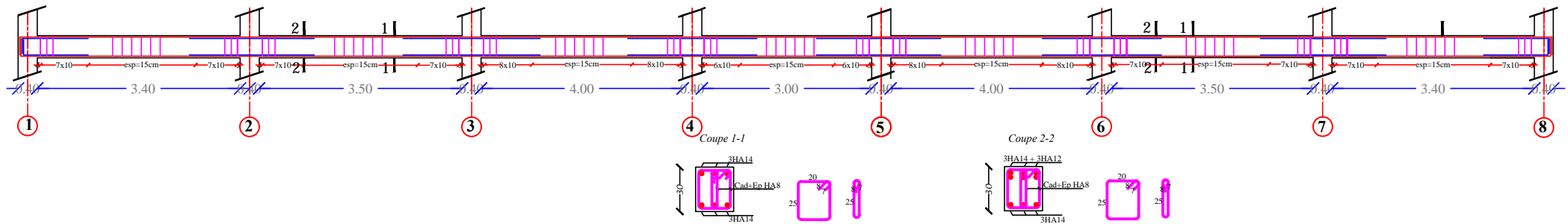
• Sens de la poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm} \\ f_{\text{etabs}} = 0.020 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{etabs}} = 0.012 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

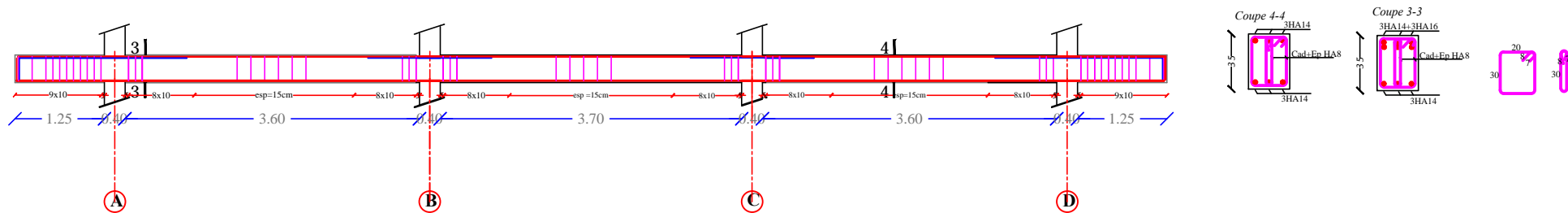
• Sens de la poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm} \\ f_{\text{etabs}} = 0.020 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{etabs}} = 0.012 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

Plan de ferrailage des poutres secondaires (25x30)



Plan de ferrailage des poutres principales (25x35)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mr. BENTCHAKAL LYES
 Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 Mme SMAHI

PLANS:
 FERRAILAGE DES POUTRES

PROMOTION:
 2017/2018

V-2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	$F_e(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau V.2.1. caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal (N_{max}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Effort normal minimal (N_{min}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Moment maximal (M_{max}) et effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

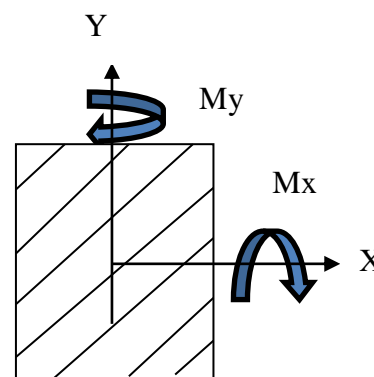


Figure V.2.1. Les moments dans les poteaux.

V-2-1) Réglementation :

✚ **Combinaisons de calcul :**

Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- A l'ELU: $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array} \right.$
- A l'ELS : $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array} \right.$

✚ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E, \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

✚ **Recommandation du RPA 2003 :**

A) Armature longitudinales : (Art 7.4.2.1 de RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
40 × 40	12.8	64	96
35 × 35	9.8	49	73
30 × 30	7.2	36	54

Tableau. V.2.2. sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

V-2-2) Calcul de la section d'armature donner à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (**SPC**).
- ❖ Section entièrement comprimée (**SEC**).

a) Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :

- **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} \quad \longrightarrow \quad \text{Deux cas peuvent se présenter.}$$

- ❖ **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

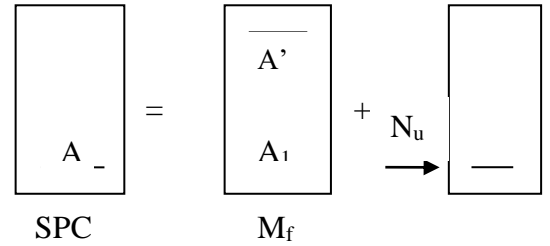


Figure V.2.2. section d'un poteau SPC.

Avec :

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

M : Moment fictif.

➤ Détermination des armatures

- Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

- Calcul le moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

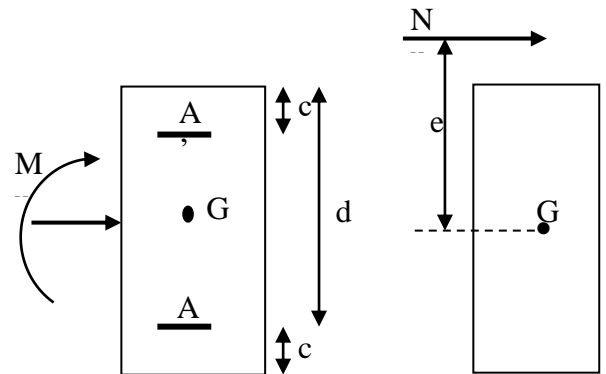


Figure V.2.3: Les moments exerçant sur les poteaux

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

M_f : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A = Af - \frac{N}{\sigma_{st}}$

❖ **Section entièrement comprimé (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h^2.f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c').b.h.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h).b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

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.

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** S- SOL, RDC.
- **Zone II :** Du 1^{er} au 3^{eme} étage.
- **Zone III :** 4^{eme} et 5^{eme} étage.

V-1-3) Calcul du ferrailage des poteaux :

Exemple de calcul manuel :

Poteau : 40x40 :

$N_{\max} = 74.15 \text{ KN}$

$M_{\text{cor}} = 58.452 \text{ KN.m}$ (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{58.452}{74.15} = 0,79 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 58.452 + 74.15 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) \quad \Longrightarrow \quad M_f = 71.0575 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d - c' = 0,40 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 74.15 \times (0,37 - 0,03) - 71.0575 = -45,846 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,03) \times 0,40 \times (0,40)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 100,42 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 100,42 > N_u(d - c') - M_f = -45,846$$

\Longrightarrow La condition est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st} :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.0575 \times 10^6}{400 \times (370)^2 \times 14.20} = 0,091$$

$$0,091 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\Longrightarrow \beta = 0,934$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{71.0575 \times 10^5}{0,953 \times 37 \times 348 \times 10^2} = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 5,79 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 5,79 - \frac{74.15 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 5,57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 5,57 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	Section	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2-c	M _f	Nature	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} RPA	Choix	A _s Adoptre
I	S.sol et RDC	40×40	N ^{max} – M ^{corres}	1384.35	10.878	0,007	0,170	246.2175	SEC	SSA	0	0	12,80	4HA16 + 4HA14	14.20
			N ^{min} – M ^{corres}	235.92	1	0,004	0,170	41.1064	SEC	SSA	0	0			
			N ^{corres} – M ^{max}	74.15	58.452	0,788	0,170	71.0575	SPC	SSA	0	3.1			
II	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	35×35	N ^{max} – M ^{corres}	956.97	24.037	0,025	0,145	162.7976 5	SEC	SSA	0	0	9,80	8HA14	12.32
			N ^{min} – M ^{corres}	174.95	3.08	0,017	0,145	28.44775	SEC	SSA	0	0			
			N ^{corres} – M ^{max}	23.35	66.061	2.83	0,145	69.45075	SPC	SSA	0	5.206			
III	3 ^{ème} au 5 ^{ème} étages	30×30	N ^{max} – M ^{corres}	571.27	0.455	0,0007	0,120	68.5979	SEC	SSA	0	0	7,20	4HA14 + 4HA12	10.68
			N ^{min} – M ^{corres}	56.86	3.5	0,061	0,120	10.3232	SEC	SSA	0	0			
			N ^{corres} – M ^{max}	112.73	52.071	0,461	0,120	65.5986	SPC	SSA	0	3,85			

Tableau V.2.3. Ferraillage des poteaux

B) 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 :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en T8.

Soit ($= 2,01 \text{ cm}^2$).

➤ Les recommandations du RPA 99 (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

St : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

➤ Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min (10 \times 1,2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

St= 10 cm

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

St= 15 cm

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% \text{ st.b}$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% \text{ st.b}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,40} = 5,35 > 5$$

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
40×40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
35× 35	1.575	1.05	2.01	CV	CV
30× 30	1.35	0.9	2.01	CV	CV

Tableau. V.2.4. Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

NIV	V_u (kN)	λ_g	ρ_b	b (cm)	h (cm)	A_{adpt}	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS.
S.Sol et RDC	36.14	5,35	0.075	40	40	2,01	0,24	1,875	Vérifiée
1^{ère} et 2^{ème} étage	44.36	6,12	0.075	35	35	2,01	0,39	1,875	Vérifiée
Du 3^{ème} au 5^{ème} étage	37.94	7,14	0.075	30	30	2,01	0,46	1,875	Vérifiée

Tableau V.2.5. Vérification des efforts tranchants dans les poteaux

V-2-4) Les vérifications à l'ELU :

Longueur de recouvrement :

Zone I : $L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,6 = 64$ cm.

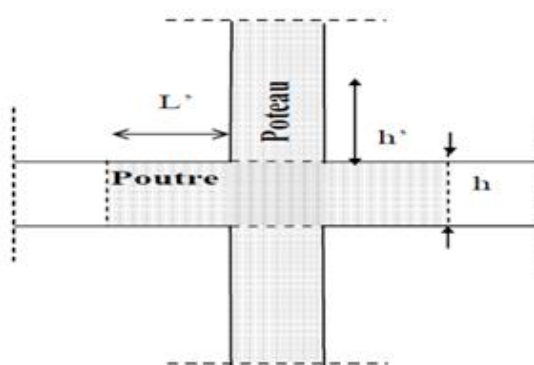
Zone II : $L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,4 = 56$ cm.

Zone III: $L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,2 = 48$ cm.

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

$$h' = \max (h/6 ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left(\frac{306}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$



Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.21)

$l_s = (\phi_l \cdot f_e) / 4 \tau_{su}$ tel que : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

Pour les HA12 : $l_s = (1.2 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 42.32$ cm

Pour les HA14 : $l_s = (1.4 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 49.38$ cm

Pour les HA16 : $l_s = (1.6 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 56.44$ cm

V-2-5) Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28 \left[\begin{matrix} es - 0,455d \\ es - 0,185d \end{matrix} \right]}{fe}$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Zone	Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A adoptée	OBS
I	S.Sol et RDC	40×40	N ^{max} – M ^{corres}	995.94	7.613	0.0076440 3	0,067	SEC	4.30	16,08	OK
			N ^{min} – M ^{corres}	432.78	0.902	0.0020842	0,067	SEC	4.23		OK
			N ^{corres} – M ^{max}	839	25.561	0.0304660 3	0,067	SEC	4.30		OK
II	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	35×35	N ^{max} – M ^{corres}	695.67	0.516	0.0007417 3	0,058	SEC	3.25	14,20	OK
			N ^{min} – M ^{corres}	257.28	1.043	0.0040539 5	0,058	SEC	3.25		OK
			N ^{corres} – M ^{max}	546.57	22.09	0.0404156 8	0,058	SEC	3.26		OK
III	Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	30×30	N ^{max} – M ^{corres}	415.97	0.347	0.0008341 9	0,050	SEC	2.35	12,31	OK
			N ^{min} – M ^{corres}	66.91	2,021	0.0302047	0,050	SEC	2.36		OK
			N ^{corres} – M ^{max}	73	22.156	0,0301583	0,050	SEC	2.44		OK

Tableau V.2.6. Vérification de la condition de non fragilité

V-2-6) Vérification des contraintes a l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Section entièrement comprimée

➤ La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a l'ELS. M_s : Moment fléchissant a l'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible)

Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\overline{\sigma}_b$	OBS	σ_{ssup}	σ_{sinf}	$\overline{\sigma}_s$	OBS
I	40×40	N ^{max} – M ^{corres}	995.94	7.613	4.34	4.30	15	OK	62.72	56.41	348	OK
		N ^{min} – M ^{corres}	432.78	0.902	1.81	1.76	15	OK	26.25	25.51	348	OK
		N ^{corres} – M ^{max}	839	25.561	4.20	2.74	15	OK	60.76	39.59	348	OK
II	35×35	N ^{max} – M ^{corres}	695.67	0.516	3.70	3.66	15	OK	47.04	46.46	348	OK
		N ^{min} – M ^{corres}	257.28	1.043	1.40	1.31	15	OK	17.87	16.70	348	OK
		N ^{corres} – M ^{max}	546.57	22.09	3.87	1.92	15	OK	49.10	24.36	348	OK
III	30×30	N ^{max} – M ^{corres}	415.97	0.347	3.08	3.03	15	OK	31.41	30.87	348	OK
		N ^{min} – M ^{corres}	66.91	2,021	0.64	0.33	15	OK	6.58	3.43	348	OK
		N ^{corres} – M ^{max}	73	22.156	2.23	0	15	OK	28.42	0	348	OK

Tableau V.2.7. Vérification des contraintes a l'ELS

➤ **Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
3, 4, 5	30×30	4HA14+4HA12=10.68
1, 2	35×35	8HA14= 12.32
S-Sol et RDC	40×40	4HA16+4HA14=14.20

Tableau V.2.8. Ferraillage finale des poteaux.

Poteaux (40x40)

On opte pour le ferraillage suivant :

NIV : S. Sol et RDC

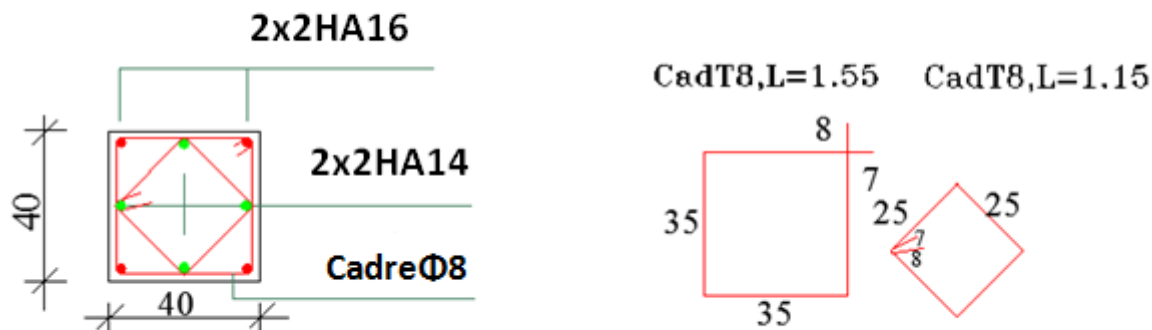


Figure V.2.4. Disposition des armatures dans les poteaux (40x40)

Poteaux (35x35)

On opte pour le ferraillage suivant :

NIV : 1, 2

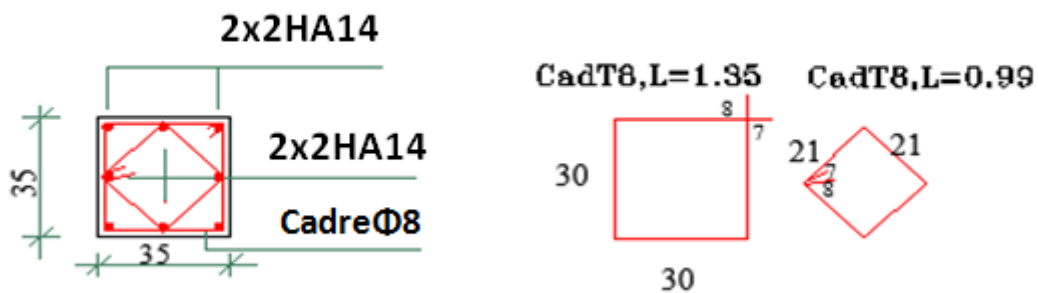


Figure V.2.5. Disposition des armatures dans les poteaux (35x35)

Poteaux (30x30)

On opte pour le ferraillage suivant :

NIV : 3, 4, 5

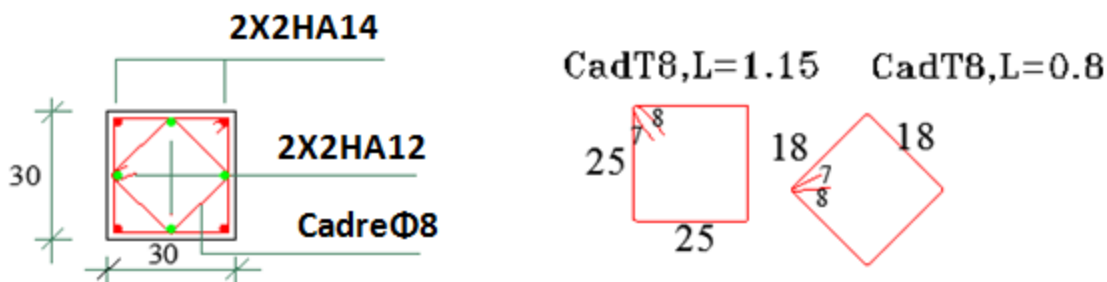
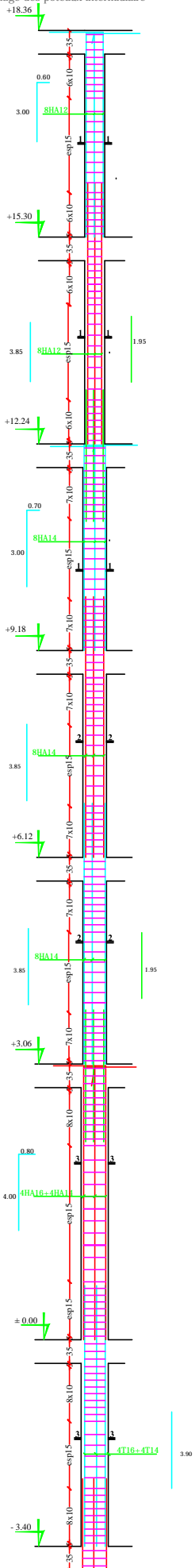
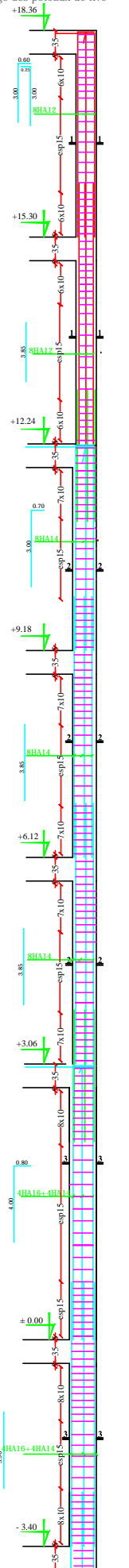


Figure V.2.6. Disposition des armatures dans les poteaux (30x30)

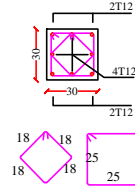
Ferrailage des poteaux intermediaire



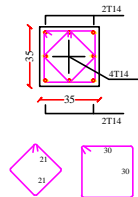
Ferrailage des poteaux de rive



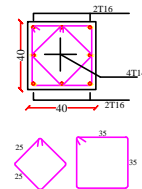
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Mr. BENTCHAKAL LYES
Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

ECHELLE:
1/50

DIRIGÉ PAR:
Mme SMAHI

PLANS:
FERRAILAGE DES POUTEAUX

PROMOTION:
2017/2018

V. 3. Ferrailage des voiles :

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et surcharges (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur du voile et de la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailer par zone et ceux pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : Sous-sol, RDC.
- Zone II : 1^{er} étage et 2^{ème} étage
- Zone III : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage.

2. Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à Prendre sont:

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003 } \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

3. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree a sa base, il y'a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voiles élancé $\frac{h}{e} > 1.5$

- Voiles courts $\frac{h}{e} < 1.5$

3.1.Exposer de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des Sollicitations les plus défavorables, (les contraintes seront relevées du logiciel ETABS) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier du voile ($V = V' = L/2$)

Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur **d**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- **L_c**: La longueur de la zone comprimée.
- **h_e**: hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- **L** : Longueur du voile.
- **L_t**: La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

V.II.3.2. Détermination des diagrammes de contrainte :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N _i	L'effort normal N _{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau. V.3.1. Tableau des efforts normaux

VI.II.3.3.Détermination des armatures :

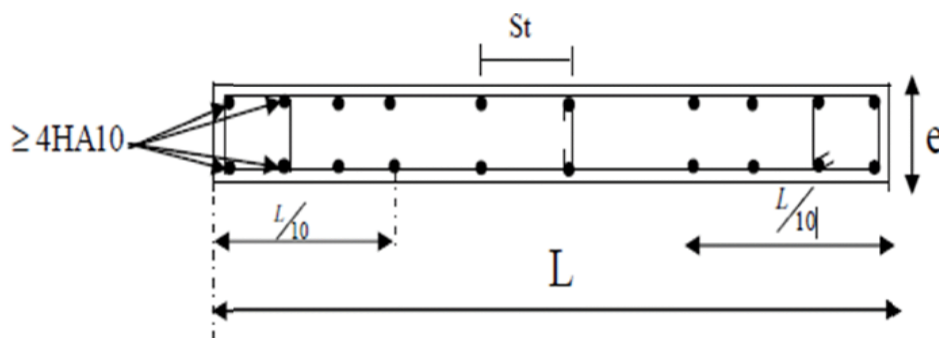
a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau.V.3.2 : Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espace des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

**Figure.V.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles****Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

Sections d'armatures minimales:

- **Compression simple :**

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B** : section du béton comprimée.

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq B \cdot F_{t28} / F_e \quad (\text{BAEL91})$$

Avec : **B** : Section du béton.

$$B = d \times e$$

- **Exigences du RPA 99 (art A-7-7-41)**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu ($A_{\min} \geq 0.2\% \cdot B$).

b. Armatures horizontales :

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ (art A-7-7-41 RPA99)

$$A_H = A_v / 4 \quad (\text{BAEL91})$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

✓ A_v et $A_H > 0.15\%B$Globalement dans la section du voile.

✓ A_v et $A_H > 0.10\%B$en zone courante.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

- **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Où } \bar{T} = 1,4 T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts dus au moment de renversement.

- **Les potelets**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

- **Diamètre minimum:** (art A7-7-43/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Espacements :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

(1,5e ; 30cm), c'est à dire $St \leq \min(1,5e ; 30cm)$.

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à L/10 ; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm.

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur de recouvrement est égale à :

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.3.Vérification des contraintes :

- **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2F_{c28}$$

Où : $\tau_b = \frac{1,4T_u}{b_0 d}$

b₀ : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9 h

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15F_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$$

- **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service (sous G + Q).

V.3.4 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal L= 3.40 m sur la zone 1.

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4.00	0.20	0.80	1.06

Tableau. V.3.3. Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 2000 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -5300 \text{KN/m}^2$

c. **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2000}{2000 + 5300} \times 4 = \mathbf{0.94m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.40 - 0.94 = \mathbf{2.46m}$$

d. **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 0.94\right) = \min(1.355; 0.44) = \mathbf{0.44m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-5300(2.46 - 0.44)}{2.35} = \mathbf{-4352.00 \text{KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5300 - 4352}{2} \times 0.44 \times 0.2 = \mathbf{-424.69 \text{KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e + \frac{-3462.19}{2} \times 0.7 \times 0.2 = \mathbf{-191.56 \text{KN}}$$

e. **Calcul des armatures verticales :**

$$\mathbf{1^{ere} bande:} \quad A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{424.69}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{12.20 \text{cm}^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande:} \quad A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{191.56}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{5.50 \text{cm}^2}$$

f. **Les armatures de coutures:**

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{185.19 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{7.13 \text{cm}^2}$$

g. **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0.44 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.44 \times 0.2\right)$$

$$A_{\min} = \max(4.62; 1.76) = \mathbf{4.62 \text{cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.20) + \left(\frac{7.13}{4}\right) = 14 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (5.50) + \left(\frac{7.13}{4}\right) = 7.30 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=14\text{cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}14=15.4\text{cm}^2$	$S_t=9\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=7.30 \text{ cm}^2$	$2 \times 10\text{HA}12=22.64\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$

Tableau. V.3.4. Ferraillage adopté.

h. Armatures horizontales :

- D’après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{22.64}{4} = 5.66\text{cm}^2$
- D’après le RPA: $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 340 = 10.2 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 10.2 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 5\text{HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 23 \text{ cm}$.

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L’espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 9\text{cm}$ et 10cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l’ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1022.951 \times 10^3}{0.86 \times 10^6 + 15 \times 20.1 \times 10^2} = 1.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 185.19 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

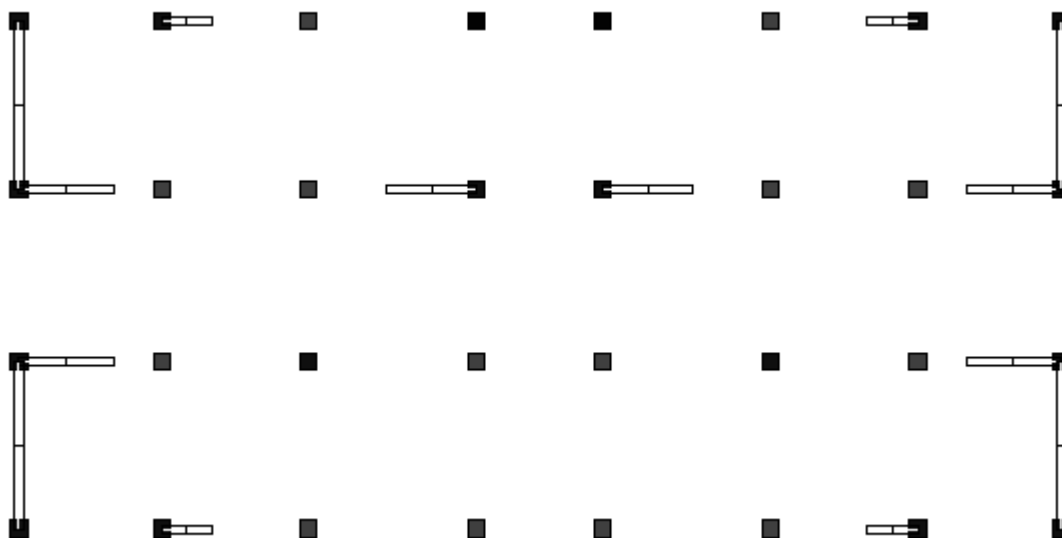
$\tau_b = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

D’après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{185.19 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.36\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**



Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci-dessous :

Ferrailage du voile (4 zone)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4.05	4.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.8	0.81	0.82	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5918.82	3982.68	1740.98	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8161.49	-5349.53	-2978.72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	2498.67	2170.52	1620.41	
	L _t (m)	2.32	2.32	2.59	
	L _c (m)	1.68	1.73	1.51	
	d (m)	1.159	1.161	1.294	
	σ_1 [KN/m ²]	4080.745	2674.765	1489.360	
	N (kN)	N ₁	1419.21	931.46	578.08
		N ₂	473.071	310.486	192.694
	A _v (cm ²)	A _{v1}	35.48	23.29	14.45
		A _{v2}	11.83	7.76	4.82
	A _{vj} (cm ²)		96.20	83.57	62.39
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	59.53	44.18	30.05
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.83	28.65	20.41
	A _{min} (cm ²)		12.17	12.19	13.58
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	60.32	46.18	33.93
Bonde 2		40.02	29.41	20.42	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 15HA16	2x 15HA14	2x 15HA12
		Bonde 2	2x 13HA14	2x 13HA12	2 x 13HA10
	S _t (cm)	Bonde1	5 cm	5 cm	5cm
		Bonde 2	9 cm	9 cm	9 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		12.00	12.00	12.00
	A _H /nappe (cm ²)		15.08	11.55	7.92
	Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12/nappe	14HA12/nappe	14HA10/nappe
ep =20cm		(A=15.83cm ²)	(A=15.83cm ²)	(A=11cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3.470	2.977	2.196
		τ_b (MPa)	4.859	4.168	3.074
	ELS	N _s (kN)	-271.37	-209.77	-189.34
σ_b (MPa)		-0.29	-0.23	-0.21	

Ferrailage du voile (2.25 zone)

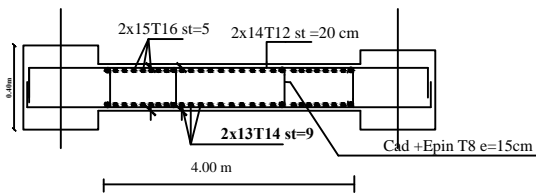
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.25	2.3	2.35	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.45	0.46	0.47	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7626.65	3361.79	1257.2	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9938.74	-4831.97	-2144.03	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1318.79	1139.77	790.58	
	L _t (m)	1.27	1.36	1.48	
	L _c (m)	0.98	0.94	0.87	
	d (m)	0.637	0.678	0.741	
	σ_1 [KN/m ²]	4969.370	2415.985	1072.015	
	N (kN)	N ₁	948.96	491.53	238.21
		N ₂	316.321	163.845	79.402
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.72	12.29	5.96
		A _{v2}	7.91	4.10	1.99
	A _{vj} (cm ²)		50.77	43.88	30.44
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	36.42	23.26	13.56
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.91	15.07	9.59
	A _{min} (cm ²)		6.68	7.12	7.78
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.19	30.8	22.6
Bonde 2		20.33	20.33	14.13	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	2x 10HA14	2x 10HA12
		Bonde 2	2x 9HA12	2x 9HA12	2 x 9HA10
	S _t (cm)	Bonde1	4cm	4 cm	4 cm
		Bonde 2	8 cm	8 cm	8 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.75	6.75	6.75
	A _H /nappe (cm ²)		10.05	7.70	5.65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe
ep =25cm		(A=13.57cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3.256	2.753	1.869
		τ_b (MPa)	4.559	3.854	2.617
	ELS	N _s (kN)	-282.98	-248.46	-136.7
σ_b (MPa)		-0.52	-0.46	-0.26	

Ferrailage du voile (2.15 zone)

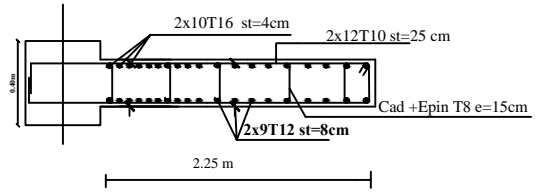
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.15	2.2	2.25	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.43	0.44	0.45	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4973.92	1396.65	1740.98	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9290.42	-4596.65	-2978.72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	468.99	323.44	247.43	
	L _t (m)	1.40	1.69	1.42	
	L _c (m)	0.75	0.51	0.83	
	d (m)	0.700	0.844	0.710	
	σ_1 [KN/m ²]	4645.210	2298.325	1489.360	
	N (kN)	N ₁	975.71	581.70	317.24
		N ₂	325.235	193.901	105.747
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.39	14.54	7.93
		A _{v2}	8.13	4.85	2.64
	A _{vj} (cm ²)		18.06	12.45	9.53
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	28.91	17.66	10.31
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8.13	7.96	5.03
	A _{min} (cm ²)		7.35	8.86	7.46
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.17	24.63	18.1
Bonde 2		15.83	11	11	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA14	2x 8HA12
		Bonde 2	2x 7HA12	2x 7HA10	2 x 7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	5 cm	5 cm	5 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.45	6.45	6.45
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.16	4.53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10/nappe	12HA10/nappe	12HA10/nappe
ep =25cm		(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)	(A=9.42cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.212	0.817	0.611
		τ_b (MPa)	1.697	1.143	0.855
	ELS	N _s (kN)	-531.42	-421.66	-288.39
		σ_b (MPa)	-1.06	-0.85	-0.58

Ferrailage du voile (1.20 zone)

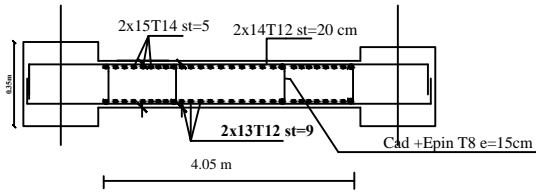
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.25	1.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.24	0.25	0.26	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2882.81	5918.82	933.08	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7288.84	-8161.49	-2829.59	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	280.67	213.72	187.86	
	L _t (m)	0.86	0.72	0.98	
	L _c (m)	0.34	0.53	0.32	
	d (m)	0.430	0.362	0.489	
	σ_1 [KN/m ²]	3644.420	4080.745	1414.795	
	N (kN)	N ₁	470.08	443.50	207.47
		N ₂	156.692	147.835	69.157
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.75	11.09	5.19
		A _{v2}	3.92	3.70	1.73
	A _{vj} (cm ²)		10.81	8.23	7.23
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14.45	13.14	6.99
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.92	5.75	3.54
	A _{min} (cm ²)		4.51	3.80	5.13
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.55	15.83	11
Bonde 2		11.31	7.85	7.85	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 7HA14	2x 7HA12	2x 7HA12
		Bonde 2	2x 5HA12	2x 5HA10	2 x 5HA10
	S _t (cm)	Bonde1	4cm	4 cm	4 cm
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.60	3.60	3.60
	A _H /nappe (cm ²)		5.39	3.96	2.75
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA8/nappe	12HA8/nappe	12HA8/nappe
ep =25cm		(A=6.03cm ²)	(A=6.03cm ²)	(A=6.03cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.299	0.950	0.803
		τ_b (MPa)	1.819	1.330	1.124
	ELS	N _s (kN)	-546.4	-450.69	-316.55
		σ_b (MPa)	-1.89	-1.58	-1.10



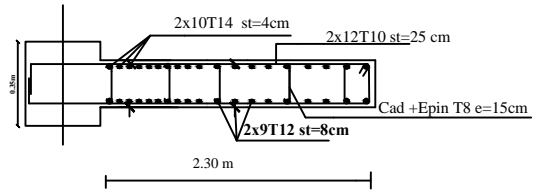
- voile (4 zone) Z1 -



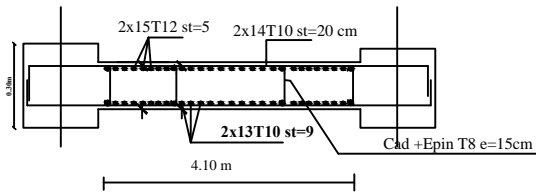
-VOILE (2.25 zone) Z1-



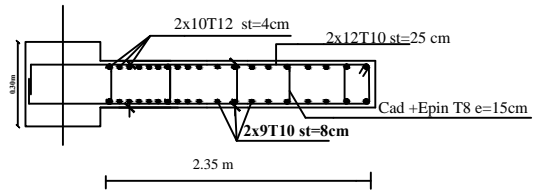
- voile (4 zone) Z2 -



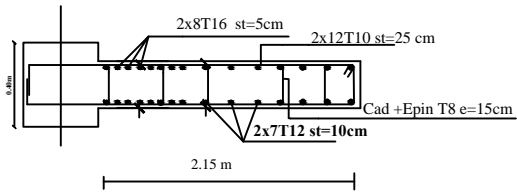
-VOILE (2.30 zone) Z2-



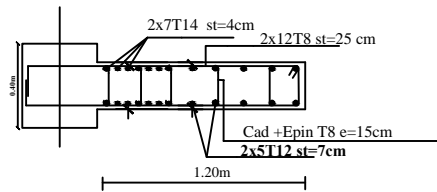
- voile (4 zone) Z3 -



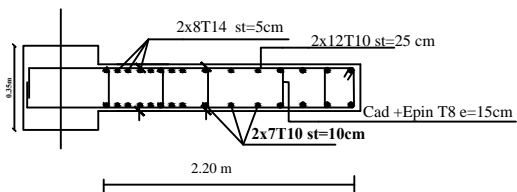
-VOILE (2.25 zone) Z3-



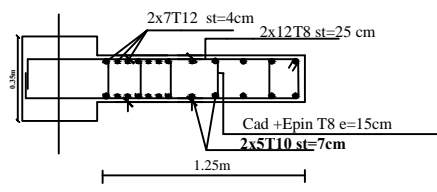
-VOILE (2.15 zone) Z1-



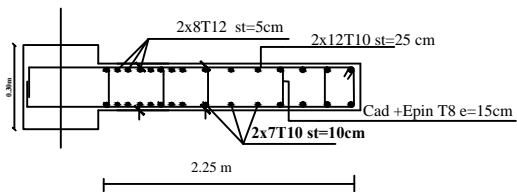
-voile (1.20 zone) Z1-



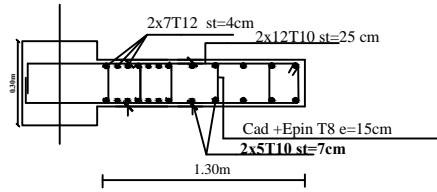
-VOILE (2.15 zone) Z2-



-voile (1.20 zone) Z2 -



-VOILE (2.15 zone) Z3-



-voile (1.20 zone) Z3-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mr. BENTCHAKAL LYES
 Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 Mme SMAHI

PLANS:
 FERRAILLAGE DES VOILES

PROMOTION:
 2017/2018

VI.1. Introduction:

La fondation est un élément de la structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général 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 s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Les fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain nature (semelles isolées, semelles filantes et radier).

b. Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux, puits).

VI.2. Etude du sol de fondation:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

- Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3.Choix des fondations :

Le choix du type de fondation dépend :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance: il est important de faire une bonne reconnaissance du sol.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

On choisira toujours la fondation la plus économique.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

VI.3.1.Dimensionnement des semelles continues:

Semelle filante sous voile:

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Sens xx :

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VL1	603.13	2.25	1.34	3.015
VL2	699.35	2.15	1.63	3.504
VL3	603.35	1.20	2.51	3.012

Tableau .VI.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens xx)

Sens yy:

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VT1	651.35	4.00	0.82	3.280

Tableau .VI.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens yy)

⇒ La surface totale des semelles sous voiles est :

$$S_v = (3.015 \times 4) + (3.504 \times 2) + (3.012 \times 4) + (3.280 \times 4) = 44.236 \text{ m}^2$$

- **Semelle filante sous poteaux:**

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{\sum N_{si}}$ et comparer

la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

- Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$e = \frac{24.8}{6} = 4.133 \text{ m}$$

poteaux	N_{si} (kN)	moment (KN.m)	e_i (m)	$N_{si} \times e_i$	excentricité "e"
C1	995.94	-7.613	6.05	6025.437	0.21
C2	816.8	-1.515	2.05	1674.44	
C3	988.09	0.508	-2.05	2025.5845	
C4	811.36	1.837	-6.05	4908.728	
Σ	3612.19	-6.783		765.5645	

Tableau VI.3. Calcul de l'excentricité.

On remarque que $e = 0.21 \text{ m} < \frac{L}{6} = 4.133 \text{ m} \Rightarrow$ la répartition est trapézoïdale.

Calcul des contraintes sachant que $N_s = \sum N_{si}$

- $q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3612.19}{24.8} \left(1 + \frac{6(0.21)}{24.8} \right) = 153.053 \text{ kN/ml}$
- $q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3612.19}{24.8} \left(1 - \frac{6(0.21)}{24.8} \right) = 138.253 \text{ kN/ml}$

$$\bullet \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{Ns}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3612.19}{24.8} \left(1 + \frac{3(0.21)}{24.8}\right) = 149.352/\text{ml}$$

⇒ La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{149.352}{200} = 0.7476\text{m} \Rightarrow \text{On prend } B=1\text{m}$$

⇒ Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée S_p :

$$S_p = 24.8 \times 1 = 24.8\text{m}^2$$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6 \times 24.8 + 44.236 = 193.036\text{m}^2$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{tot}} = L \times l = 24.8 \times 12.1 = 300.08\text{m}^2$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{193.036 \times 100}{300.08} = 64.32 > 50\%$$

Conclusion : Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VI.3. Etude du radier général:

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier présente les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol ;
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a. Dimensionnement:

- **La condition d'épaisseur minimale :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$$

- **Les conditions forfaitaires :**

$$L_{\text{max}} = 4.10\text{m}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \Rightarrow 51.25 \leq h \leq 82$$

L_{max} : Distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons $h = 80\text{cm}$.

- **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{410}{20} = 20.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre) :** La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n tel-que :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa).

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.80 \text{ m}$$

Soit : $h_n = 100 \text{ cm}$.

- **La largeur de la nervure :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100.$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on opte pour } b_n = 60 \text{ cm.}$$

- **Conclusion:**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 60 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Dalle flottante : $h = 15 \text{ cm}$.

VI.3.1. Calcul des charges nécessaires au radier :

a. Le poids de la structure :

- Charge permanente : $G_t : 25088.18 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation : $Q_t : 4847.065 \text{ KN}$

b. Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 25088.18 + 1.5 \times 4847.065 = 48410.238 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 25088.18 + 4847.065 = 29936.245 \text{ KN}$$

c. Détermination de la surface du radier :

- **Etat Limite Ultime :** $S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48410.238}{1.33 \times 200} = \mathbf{181.993 \text{ m}^2}$

- **Etat Limite de Service :** $S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29936.245}{200} = \mathbf{149.681 \text{ m}^2}$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \text{Max} (181.993 ; 149.681) = \mathbf{181.993 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = \mathbf{300.08 \text{ m}^2} > S_{\text{radier}} \mathbf{181.993 \text{ m}^2}$$

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 impose les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = \mathbf{50 \text{ cm}}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (24.8 \times 0.5) \times 2 + (12.10 \times 0.5) \times 2 = \mathbf{36.9 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 300.08 + 36.90 = \mathbf{336.98 \text{ m}^2}$$

VI.3.2. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Charges permanentes

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = \mathbf{25088.18 \text{ KN}}$$

- **Poids du radier :**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 336.98 \times 0.3 \times 25 = \mathbf{2527.35 \text{ KN}}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0.6(1 - 0.3) \times (24.8 \times 4 + 12.10 \times 8) \times 25] = \mathbf{2058 \text{ KN}}$$

- **Poids du TVO:**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (336.98 - 148.08) \times (1.00 - 0.3) \times 17 = \mathbf{2247.91 \text{ KN}}$$

Avec :

Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface des nervures :

$$S_{ner} = 0.6 \times (24.8 \times 8 + 12.10 \times 4) = 148.08 \text{ m}^2$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{radier} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (336.98 - 148.08) \times 0.1 \times 25 = 472.25 \text{ KN}$$

$$D'où : G_{radier} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{radier} = 7305.51 \text{ KN}$$

- b. Surcharge du bâtiment et du radier :

$$Q_{bat} = 4847.065 \text{ KN}$$

$$Q_{rad} = 3.5 \times 336.98 = 1179.43 \text{ KN}$$

- c. Poids total de la structure :

$$G_{total} = G_{bâtiment} + G_{radier} = 25088.18 + 7305.51 = 32393.69 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{rad} = 4847.065 + 1179.43 = 6026.495 \text{ KN}$$

- d. Combinaison d'actions :

$$ELU : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 32393.69 + 1.5 \times 6026.495 = 52771.224 \text{ KN.}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 32393.69 + 6026.495 = 38420.185 \text{ KN.}$$

VI.3.4 Vérifications :

- a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{52771.224 \times 1}{336.98} \times \frac{4.10}{2} = 320.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{320.03 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

- A. Vérification de la stabilité du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum siX_i}{\sum Si} = 12.4 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum siY_i}{\sum Si} = 6.05 \text{ m}$$

Avec: S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(24.8) \times (12.10)^3}{12} = 3661.226 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(12.10) \times (24.8)^3}{12} = 15380.1 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment.

T : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xx} ; I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

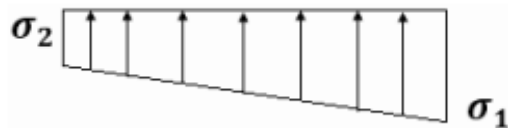


Figure VI.1.: Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M_0 [KN. m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	35964.241	2298.25	1	38262.491
	YY	41255.583	2645.25	1	43900.833

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \quad ; \quad \text{Avec } N_u = 52771.224 \text{ KN}, N_s = 38420.185 \text{ KN}$$

Contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	σ_m [KN/m ²]
sens	XX	187.45	125.75	172.025	127.056	65.36	111.632
	YY	229.144	84.056	192.872	186.557	41.470	150.285

- A L'ELU: $\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

- A L'ELS: $\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

	Contraintes	ELU	ELS	Condition
Sens	XX (σ_m)	172.025	111.632	C.V
	YY (σ_m)	192.872	150.285	C.V

B. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : Hauteur de la nervure égale à 1 m.

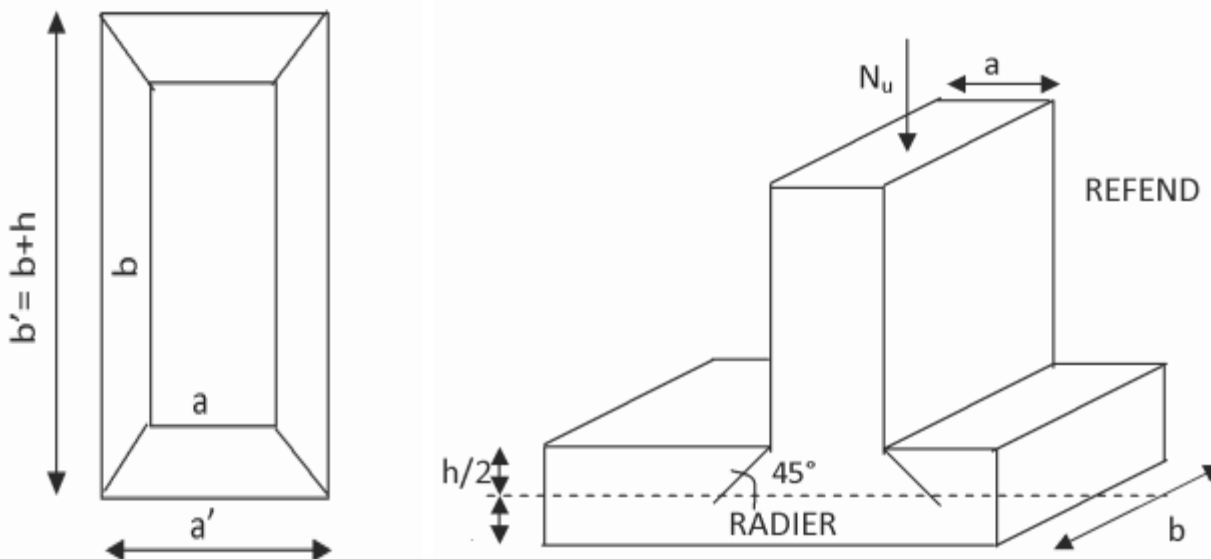


Figure VI.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteau (le poteau le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.40 + 0.40 + 2 \times 1) = 5.6\text{m.}$$

$$N_u = 1384.39 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4200 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Voile (le voile le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4\text{m.}$$

$$N_u = 2645.94 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 12.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 9300 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \text{ Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1.5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure (**$h = 1\text{m}$**).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 366.9 \times 1 = 5503.5 \text{ KN}$$

$$P = 29744.842 \text{ KN}$$

$P = 29744.842 \text{ KN} > P' = 5503.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

D. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$.

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{38269.431}{38420.185} = 0.1 \text{ m} < \frac{24.8}{4} = 6.2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{43901.523}{38420.185} = 1.14 \text{ m} < \frac{12.10}{4} = 3.025 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

VI.3.5.1 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VI.3.5.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0.4 \Rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

• **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

A. Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.10} = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU :

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left(242.21 - \frac{7305.51}{336.98} \right) \times 1 = 220.53 \text{ KN/m}$$

A L'ELS:

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left(198.60 - \frac{7305.51}{336.98} \right) \times 1 = 176.92 \text{ KN/m}$$

B. Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

$$M_x = 0.0393 \times 220.53 \times 4.1^2 = 145.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.934 \times 145.68 = 136.06 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75**: pour les moments en travées,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 145.68 = 72.840 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times 136.06 = 68.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 145.68 = 109.26 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 136.06 = 102.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Ferrailage à ELU :

• **Sens longitudinale :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{72.840 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.07 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.964$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{72.840 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 8.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **7HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$; avec : $S_t = 14 \text{ cm}$.

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{109.26 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.10 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.130 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.947$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{109.26 \times 10^3}{0.947 \times 27 \times 348} = 12.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **10HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{appui} = \frac{M_{uy}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{68.03 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.065 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.060 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.9665$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68.03 \times 10^3}{0.9665 \times 27 \times 348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **8HA12** $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.05 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 13 \text{ cm}$.

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{uy}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{102.04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.089 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.9535$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{102.04 \times 10^3}{0.948 \times 27 \times 348} = 11.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **8HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 12.32 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 13 \text{ cm}$.

Sens	zone	M (KN.m)	μ	β	Ferraillage	S _t (cm)	Section (cm ²)
Longitudinal	Aux appuis	72.840	0.07	0.964	7HA14	14	10.78
	En travée	109.26	0.10	0.947	10HA14	10	15.39
Transversal	Aux appuis	68.03	0.065	0.9665	8HA12	13	9.05
	En travée	102.04	0.098	0.948	8HA14	13	12.32

Tableau VI.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

D. Vérification à L'ELU :

- **Condition du non fragilité du béton de la section minimal :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2} ; \text{avec} : \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} \geq \frac{bh \omega_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.97}{2}\right) = 2.436 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans le deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- **Aux appuis:**

$$A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.436 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V.$$

$$A_{ad}^y = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.436 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V.$$

- **En travée :**

$$A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.436 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V.$$

$$A_{ad}^y = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.436 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C. V.$$

E. Espacement des armatures (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
 $S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}.$

- **Sens longitudinal:**

$$S_t^{max} = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C. V.$$

- **Sens transversal:**

$$S_t^{max} = 13 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C. V.$$

F. Vérification à L'ELS :

- Evaluation des moments M_x ; M_y :

- Sens longitudinal:

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0393 \times 176.92 \times 4.10^2 = 116.879 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^x = 0.5 \times 116.879 = 58.439 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^x = 0.75 \times 116.879 = 87.659 \text{ KN.m}$$

- Sens transversal:

$$M_0^y = \mu_x \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.934 \times 116.879 = 109.165 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^y = 0.5 \times 109.165 = 54.582 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^y = 0.75 \times 109.165 = 81.874 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie la condition suivante:

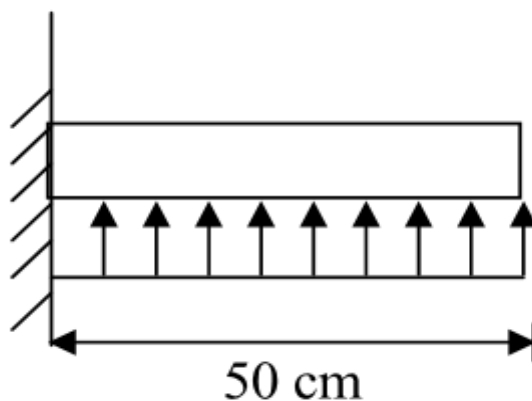
$$a = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		M_u	M_s	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens (x-x)	appuis	72.840	58.439	0.07	1.25	0.0962	0.37	CV
	travée	109.26	87.659	0.10	1.25	0.1489	0.37	CV
Sens (y-y)	appuis	68.03	54.582	0.065	1.25	0.0641	0.37	CV
	travée	102.04	81.874	0.098	1.25	0.0989	0.37	CV

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

VII.3.5.2. Ferrailage des débords:

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



- **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 220.53 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-220.53 \times 0.5^2}{2} = -27.56 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27.56 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.026 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.56 \times 10^6}{0,987 \times 270 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.3.5.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

$$\text{On a: } \begin{cases} h = 100 \text{ cm ; } b = 60 \text{ cm ; } c = 5 \text{ cm.} \\ \text{À l'ELU : } q_u = 220.53 \text{ KN/m} \\ \text{À l'ELS : } q_s = 176.92 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilise Etabs ;

f										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
AB	1	3.40	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	220.53	176.9	249.68	499.36	187.45	374.9	187.45	374.90	150.21	300.42
	2	3.40	4.10	0.82	Triangulaire	1.13	0.85	220.53	176.9	249.68		187.45		150.21			
BC	1	3.50	4	0.87	Triangulaire	1.16	0.87	220.53	176.9	257.02	514.05	192.96	385.92	192.96	385.92	154.63	309.26
	2	3.50	4.10	0.85	Triangulaire	1.16	0.87	220.53	176.9	257.02		192.96		154.63			
CD	1	4.00	4	1	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.92	293.74	587.49	220.53	441.06	220.53	441.06	176.72	353.44
	2	4.00	4.10	0.97	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.92	293.74		220.53		176.72			
DE	1	3.00	4	0.75	Triangulaire	0.99	0.75	220.53	176.9	220.30	440.61	165.39	318.79	165.39	330.74	132.54	265.308
	2	3.00	4.10	0.73	Triangulaire	0.99	0.75	220.53	176.9	220.30		165.39		132.54			
EF	1	4.00	4	1	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.9	293.74	587.49	220.53	441.06	220.53	441.06	176.72	353.44
	2	4.00	4.10	0.97	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.9	293.74		220.53		176.62			
FG	1	3.50	4	0.87	Triangulaire	1.16	0.87	220.53	176.92	257.02	514.05	192.96	387.92	192.96	385.92	154.63	309.26
	2	3.50	4.10	0.85	Triangulaire	1.16	0.87	220.53	176.92	257.02		192.96		154.63			
GH	1	3.40	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	220.53	176.92	249.68	499.36	187.45	374.90	187.45	374.90	150.21	300.42
	2	3.40	4.10	0.82	Triangulaire	1.13	0.85	220.53	176.92	249.68		187.45		150.21			

Tableau VI.6. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	Chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	1	3.50	4.00	0.87	Trapézoïdale	1.30	1.08	220.53	176.92	286.68	579.98	229.99	465.29	238.17	458.7	191.07	367.99
	2	4.00	4.00	1	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.92	293.30		235.30		220.53		176.92	
BC	1	3.50	4.10	0.85	Trapézoïdale	1.33	1.11	220.53	176.92	293.30	586.6	235.30	470.6	244.78	465.31	196.38	373.3
	2	4.00	4.10	0.97	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.92	293.30		235.30		220.53		176.92	
CD	1	3.50	4.00	0.87	Trapézoïdale	1.30	1.08	220.53	176.92	286.68	579.98	229.99	465.29	238.17	458.7	191.07	367.99
	2	4.00	4.00	1	Triangulaire	1.33	1	220.53	176.92	293.30		235.30		220.53		176.92	

Tableau VI.7. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

-Sens longitudinale « X-X » :

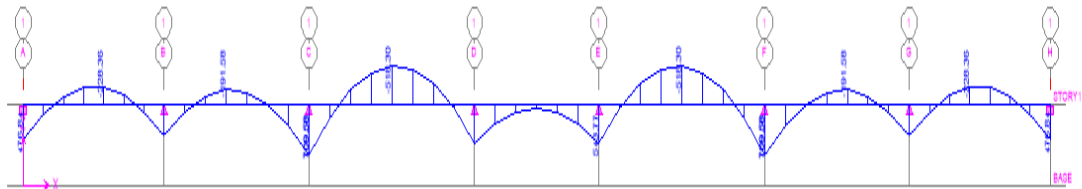


Figure VI.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.

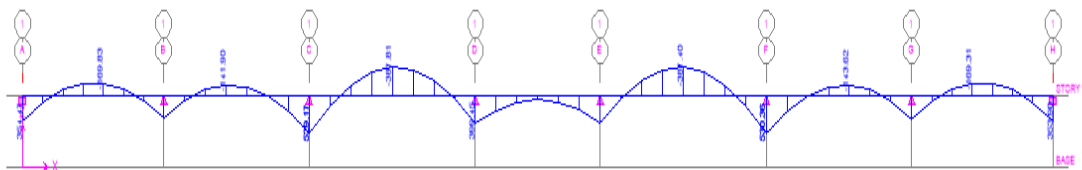


Figure VI.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.

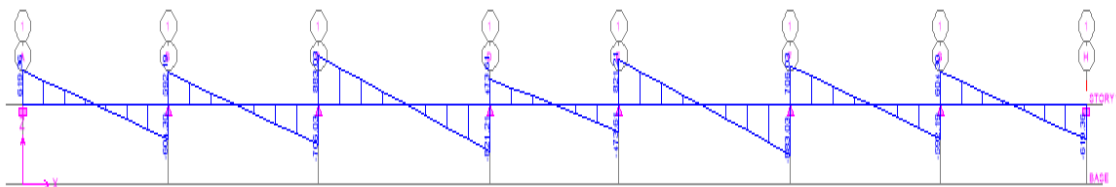


Figure VI.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

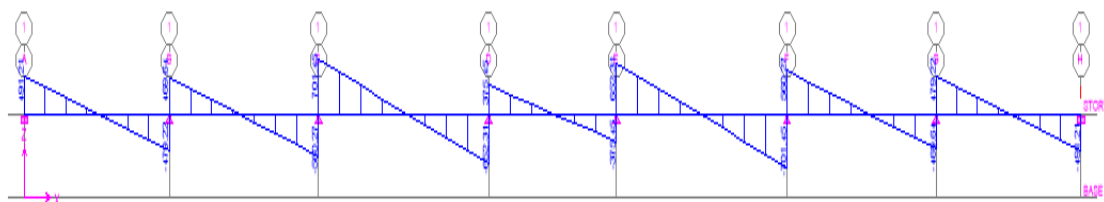


Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

-Sens transversal « Y-Y » :

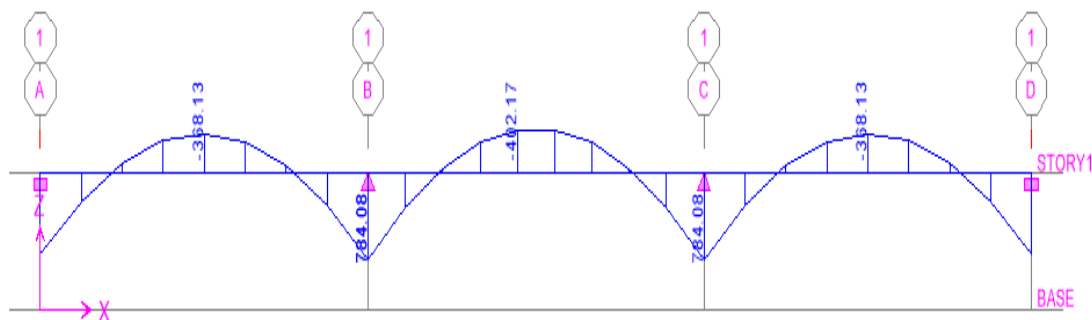


Figure VI.7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.

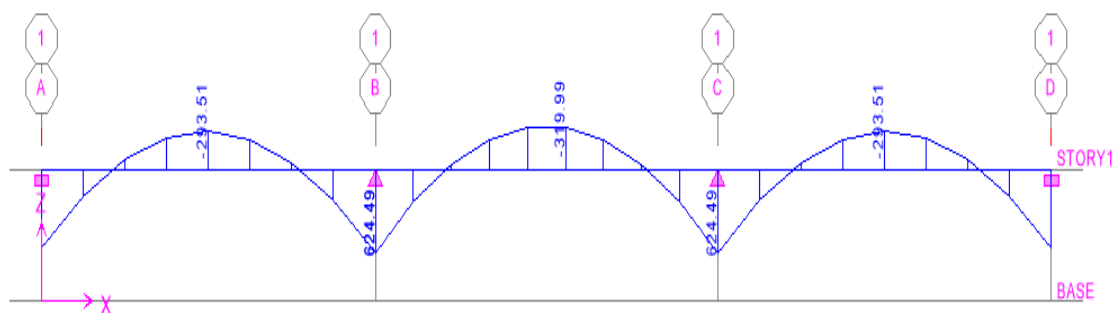


Figure VI.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.

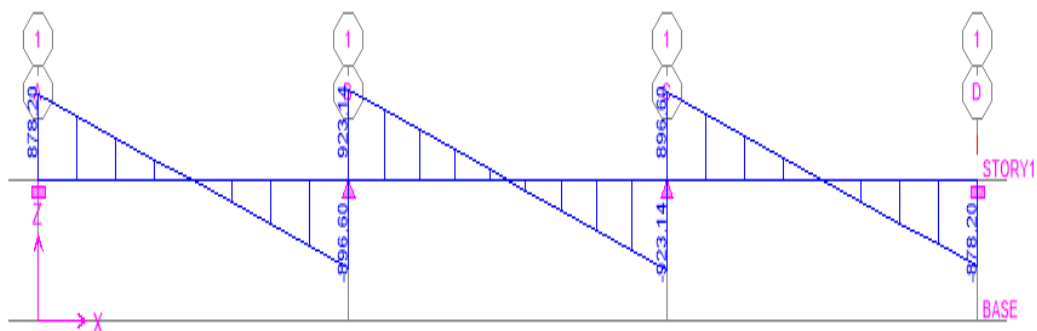


Figure VI.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

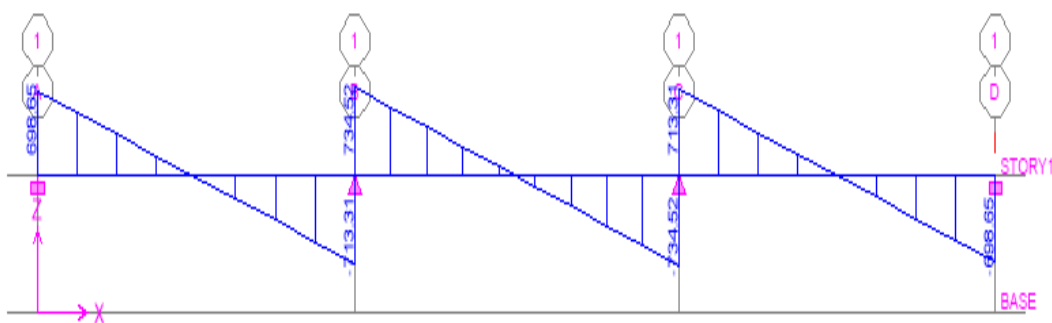


Figure VI.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.

- Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :
 - Sens longitudinale « x-x » :

	ELU (KN. m)	ELS (KN. m)
M_{app} (KN. m)	709.58	530.44
$M_{travée}$ (KN. m)	-518.30	-387.37

Tableau VI.8. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-619.36	491.81
T_{inf} (KN)	619.36	-491.21

Tableau VI.9. Efforts tranchants sens x-x.

- Sens transversale « y-y » :

	ELU (KN. m)	ELS (KN. m)
M_{app} (KN. m)	784.08	624.49
M_{travée} (KN. m)	-402.17	-319.99

Tableau VI.10. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-878.20	735.52
T_{inf} (KN)	878.20	713.31

Tableau VI.11. Efforts tranchants sens y-y.

• Calcul des armatures:

- Armatures longitudinales :

		Moment [KN. m]	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature s A (cm ²)	Sections choisies pour les armatures longitudinales A _l (cm ²)
Sens xx	Aux appuis	709.58	$0.092 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.952	22.55	5HA20+5HA16=25.75 esp=20cm
	En travées	518.30	$0.068 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.965	16.24	5HA20+5HA16=25.75 esp=20cm
Sens yy	Aux appuis	784.08	$0.102 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.946	25.07	5HA20+5HA16=25.75 esp=20cm
	En travées	402.17	$0.052 < \mu_l = 0.392$	SSA	0.973	12.50	5HA20 +5HA16=25.75 esp=20cm

Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales.

- Armatures transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \geq 8\text{mm.}$$

- Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :

		Calcul de S _t (cm)			A _t = 0.003 × S _t × b	Ferrailage
Nervure	Zone nodale S _t ≤ min($\frac{h}{4}$; 12∅)	Min (25;19.2)	S _t = 15	4.5	6HA10 = 4.71	
	Zone courante S _t ≤ $\frac{h}{2}$	S _t ≤ 50cm	S _t = 20	3.6		

Tableau VI.13. Calcul des espacements.

-Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm 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 nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soient : } A_p = 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- a. **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow \text{C. V.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- b. **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

- Sens longitudinale « X-X » :

Avec: $T^{\max} = 619.36 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{619.36 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- Sens transversales « Y-Y » :

Avec: $T^{\max} = 878.20 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{878.20 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Vérification à L'ELS :**

- Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \quad [\text{Art. A. 4.5, 2/BAEL91}].$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

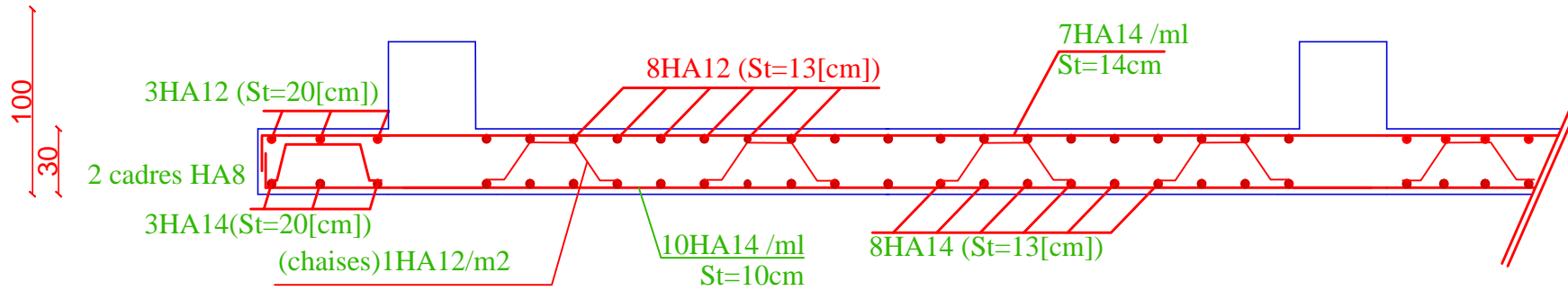
➤ Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	K_1	β_1	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
Sens XX	Travée	-518.30	25.75	1.40	16.85	0.843	89.17	348	5.75	15	c.v
	Appuis	709.58	25.75	0.95	21.50	0.863	197.74		9.19		c.v
Sens YY	Travée	-402.17	25.75	1.59	15.49	0.836	69.19		4.46		c.v
	Appuis	784.08	25.75	1.14	19.25	0.854	184		9.55		c.v

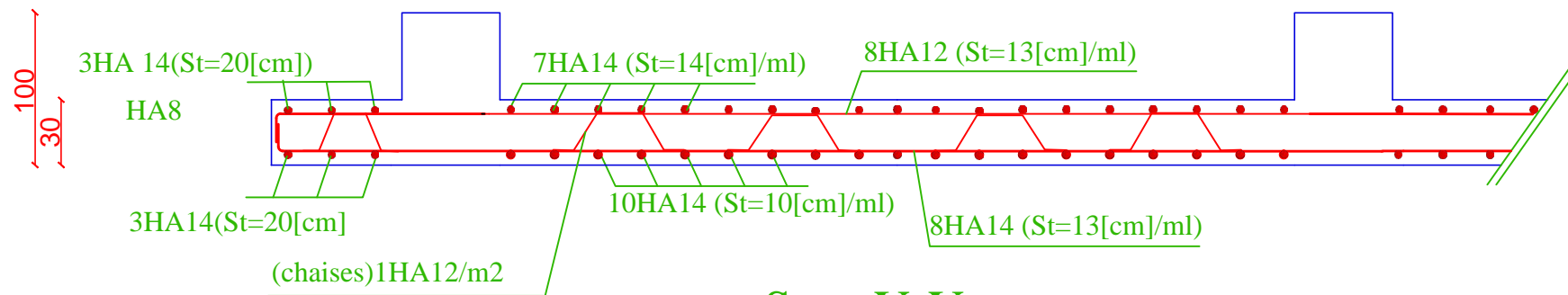
Tableau VI.14. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les ferrailages adoptés sont suffisants.



Sens X-X



Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mr. BENTCHAKAL LYES
 Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R++5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

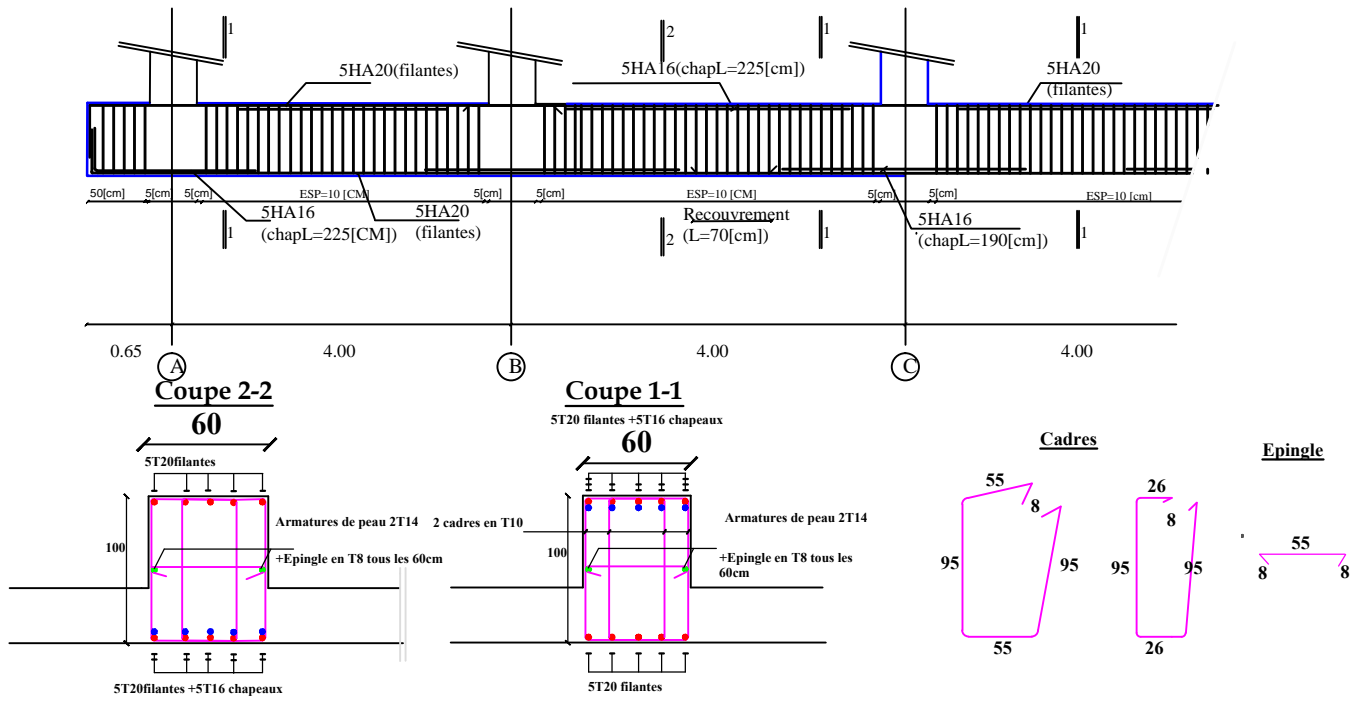
ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 Mme. SMAHI

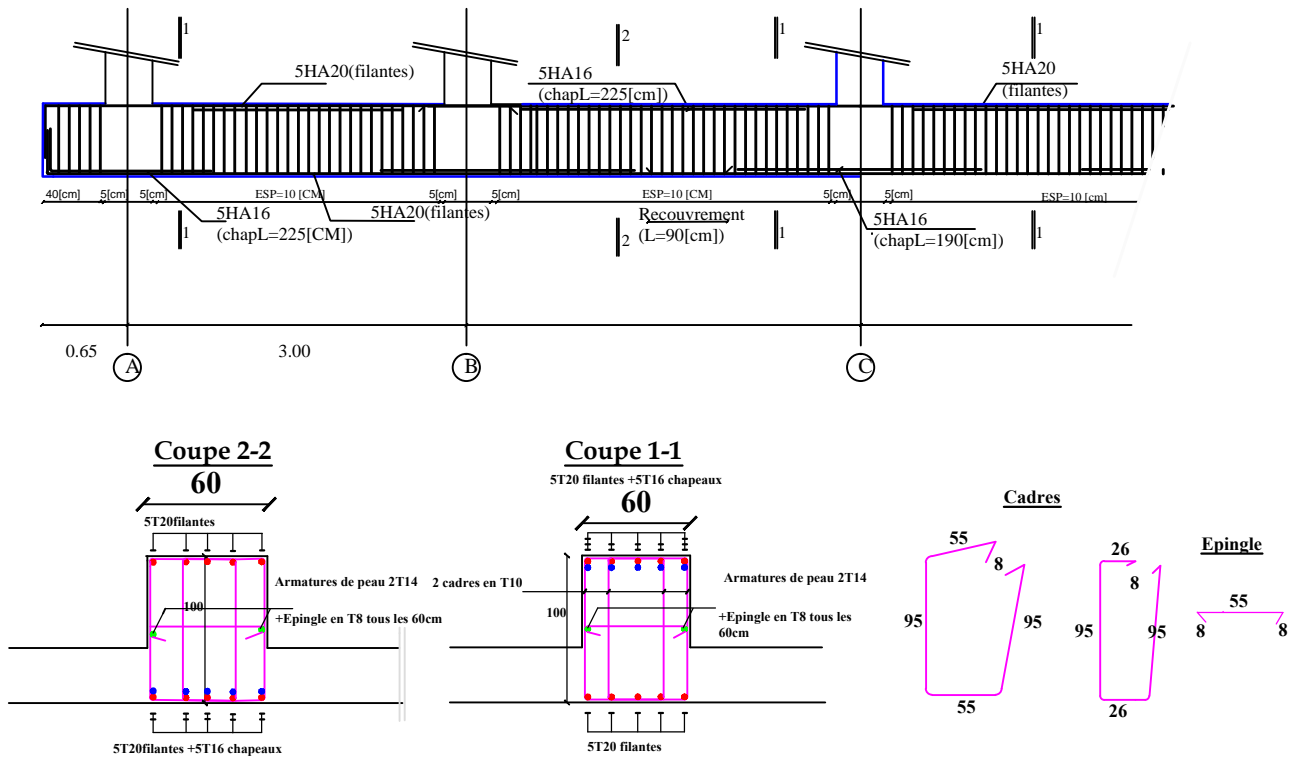
PLANS:
 FERRAILLAGE DE RADIER

PROMOTION:
 2017/2018

Sens Longitudinal



Sens Transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Mr. BENTCHAKAL LYES
Melle. AIT GHERBI THINHINANE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+5+S.SOL) CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ

ECHELLE:
1/50

DIRIGÉ PAR:
Mme SMAHI

PLANS:
FERRAILLAGE DES NERVURES

PROMOTION:
2017/2018

VII) Mur plaque

VII.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 un joint de 4cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VII.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.

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 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

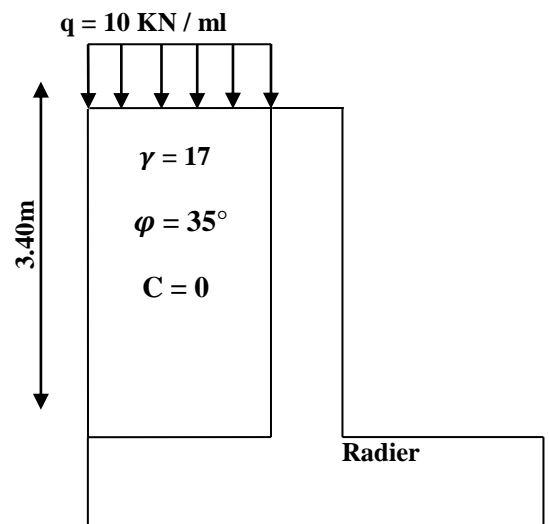
Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.40 \text{ m}$$



FigureVII.1 : Schéma statique du Mur plaque

▪ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.40\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 3.40 + 1.5 \times 10) = 48.37 \text{ KN/m}^2$$

▪ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.40\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 3.40 + 10) = 35.26 \text{ KN/m}^2$$

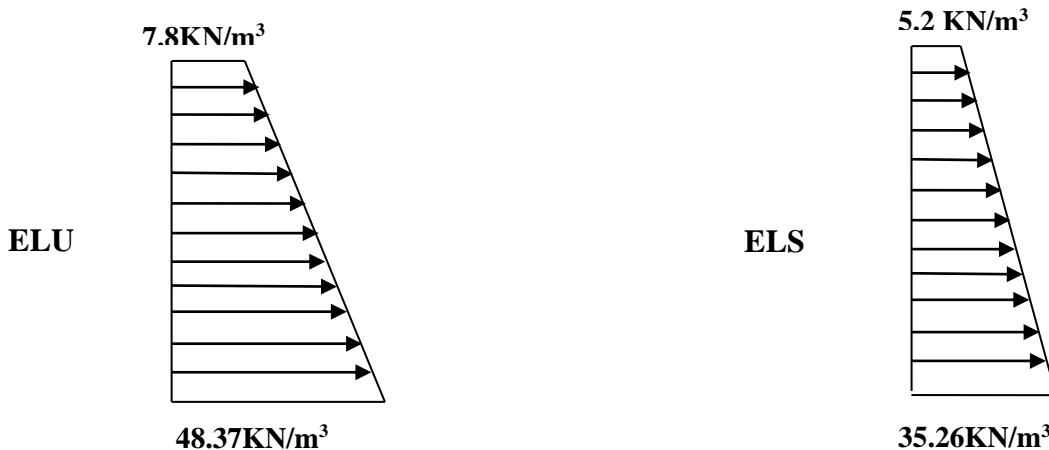


Figure VII.2. Diagramme des contraintes

Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 48.37 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 38.22 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 35.26 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 27.74 \text{KN/ml}$$

VII.3) Ferrailage du mur plaque :

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees 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

Identification de panneau : $L_x = 3.40 \text{ m}$ et $l_y = 4.10 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{4.10} = 0.82 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0565 \text{ et } \mu_y = 0.595$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0565 \times 38.22 \times 3.40^2 = 24.96 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 24.96 = 14.85 \text{KN.m}$$

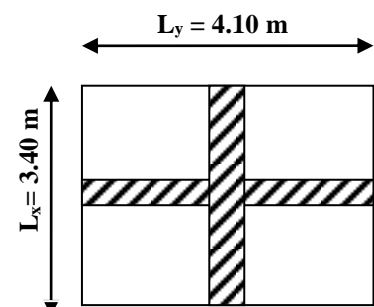


Fig VII.2. Identification de mur plaque

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 24.96 = -14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.96 = 18.72 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 14.85 = -7.425 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.85 = 11.137 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur plaque :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
xx	Appuis	14.48	0.035	0.982 5	SSA	2.49	2	4HA16 = 8.04	25
	Travée	18.72	0.045	0.976 5	SSA	3.24	2	4HA16 = 8.04	25
yy	Appuis	7.425	0.018	0.991	SSA	1.379	2	4HA14 = 6.16	25
	travée	11.137	0.027	0.986 5	SSA	1.90	2	4HA14 = 6.16	25

Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque.

7.6.4) 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.

6.7.5) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0632 \text{ et } \mu_y = 0.710$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0632 \times 27.74 \times 3.40^2 = 20.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.710 \times 20.26 = 14.38 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 20.26 = -10.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 20.26 = 15.195 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 14.38 = -7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.38 = 10.785 \text{ KN.m}$$

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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appui	8.04	10.13	0.59	0.886	28.86	83.65	201.63	2.98	15	Cv
	Travée	8.04	15.195	0.90	0.866	22.31	128.37	201.63	5.75	15	Cv
yy	Appui	6.16	7.19	0.422	0.900	35.00	76.28	201.63	2.17	15	Cv
	travée	6.16	10.785	0.634	0.883	27.73	116.63	201.63	4.20	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de 20cm.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

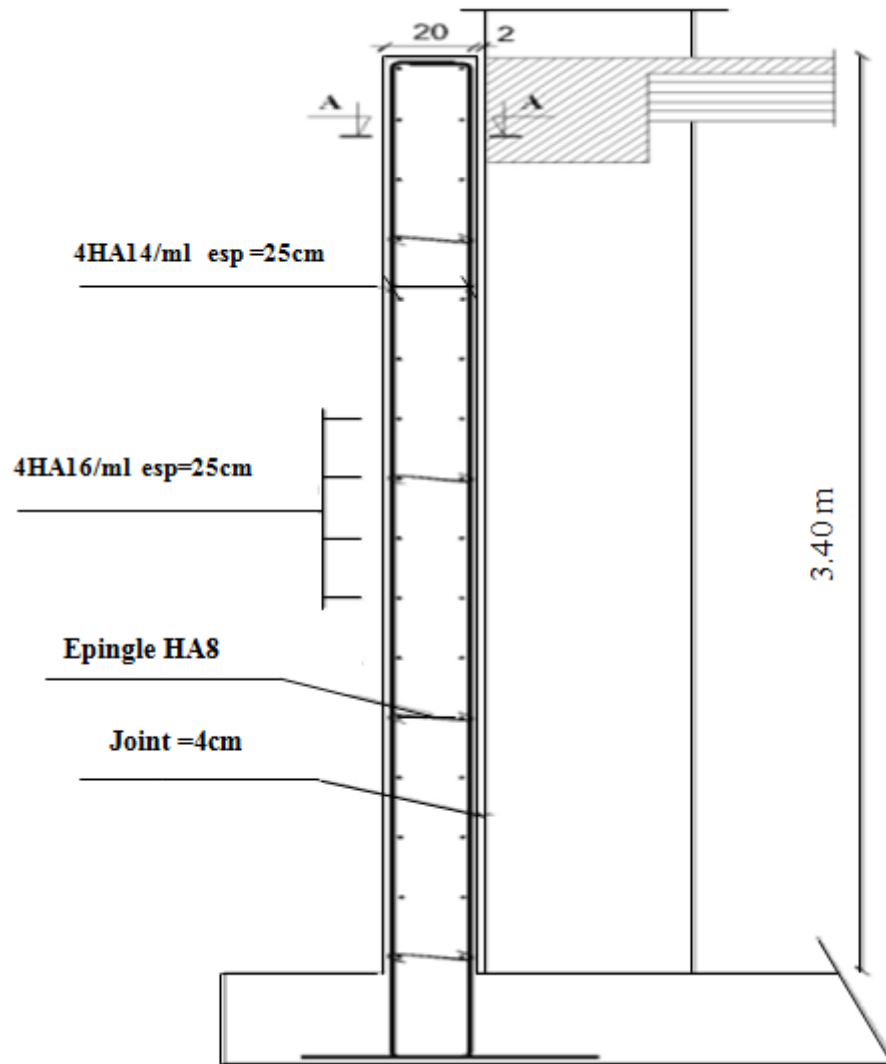
En travée : 4HA16/ml avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis : 4HA16/ml avec un espacement de 25 cm.

Sens y-y :

En travée : 4HA14/ml avec un espacement de 25cm.

Aux appuis : 4HA14/ml avec un espacement de 25 cm.



FigVII.3. Ferrailage de mur plaque

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;
BAEL91modifier 99.
- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.
- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.
- Cours et TD des années de spécialité.