



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention de diplôme de fin d'étude

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
d'habitation et Commercial, contrventé par
Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS)*

Etudié par:

Oualli fadila

Hamou youva

Sfaihi ali

Dirigé par :

Madame : bouzid

Année 2020/2021

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimerons vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Madame BOUZID qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et ça disponibilité nous ont été bien utile, notamment pour la rédaction de ce projet.

L'expression de notre haute reconnaissance à l'équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.

DEDICACE

Du profond de mon cœur je dédie ce travail à tout ce que me sont chers,

A MA CHÈRES MÈRE

Aucune dédicace ne serait exprimer mon respect , ma considération pour les sacrifices que vous avez consentie pour mon construction et pour mon bien être .

Je vous remercie pour le soutien et l'amour que vous me porter depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours .

A LA MEMOIRE DE MON PÈRE

Ce travail est dédié à mon père , décidé trop temps qui ma toujours poussé et motivé dans mes études

Puisse dieu , le tout puissant , l'avoir en sa sainte miséricorde.

A mes très chers frères à mes très chères sœurs et leurs époux .

A toutes ma famille sans exception et tout mes proches .

A mes chers copine : yasmine souad wezna et youcef et à tous mes amis et à tous ce qui me connaissent de proche ou de loin .

A mes deux binômes youva hamou et ali sfaihi avec eux j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude ainsi que toutes leurs familles

O.FADILA

sommaire

Introduction générale

I.	Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage	page01
II.	Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	page10
III.	Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	page26
	III.1. Acrotère	page25
	III.2. Plancher	page 30
	III.3. Balcons	page45
	III.4. Poutre palière	page53
	III.5. Escaliers	page 62
IV.	Chapitre IV : Modélisation et Vérification	page78
V.	Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	page97
	V.1 Ferrailage des poteaux	page98
	V.2 Ferrailage des poutres	page 165
	V.3 Ferrailage des voiles	page 183
VI.	Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	page195
VII.	Chapitre VII : Etude de mur plaque	page 207

Conclusion Générale

Bibliographie

introduction générale

Tout projet de construction civil est réalisé par des ingénieurs de façon à préserver la sécurité des vies humaines, des biens matériels et assurer l'économie.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

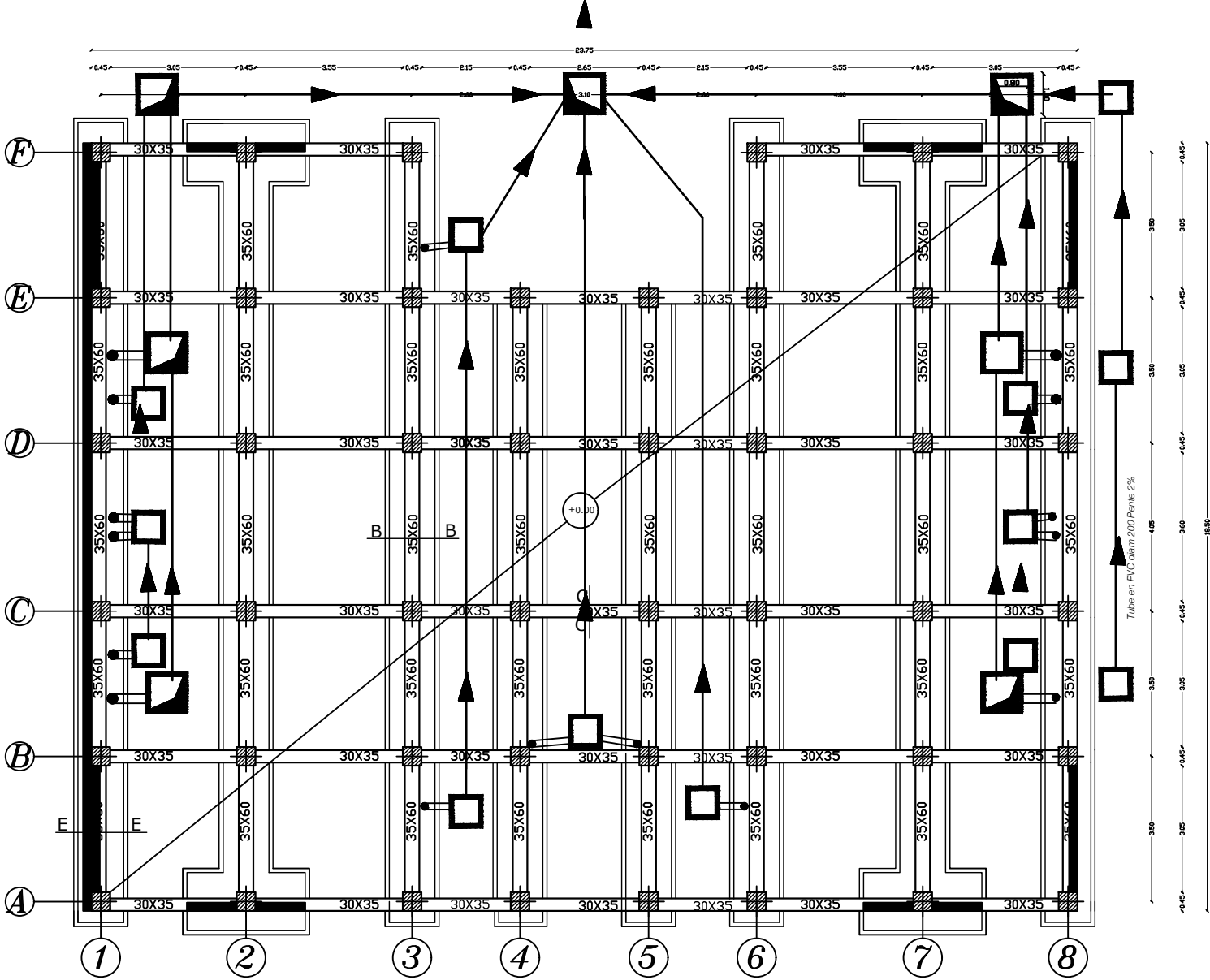
Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur de bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, on a choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (R+5+Sous-sol) contreventé par voiles et portiques (contreventement mixte) qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi assurer la sécurité des usagers.

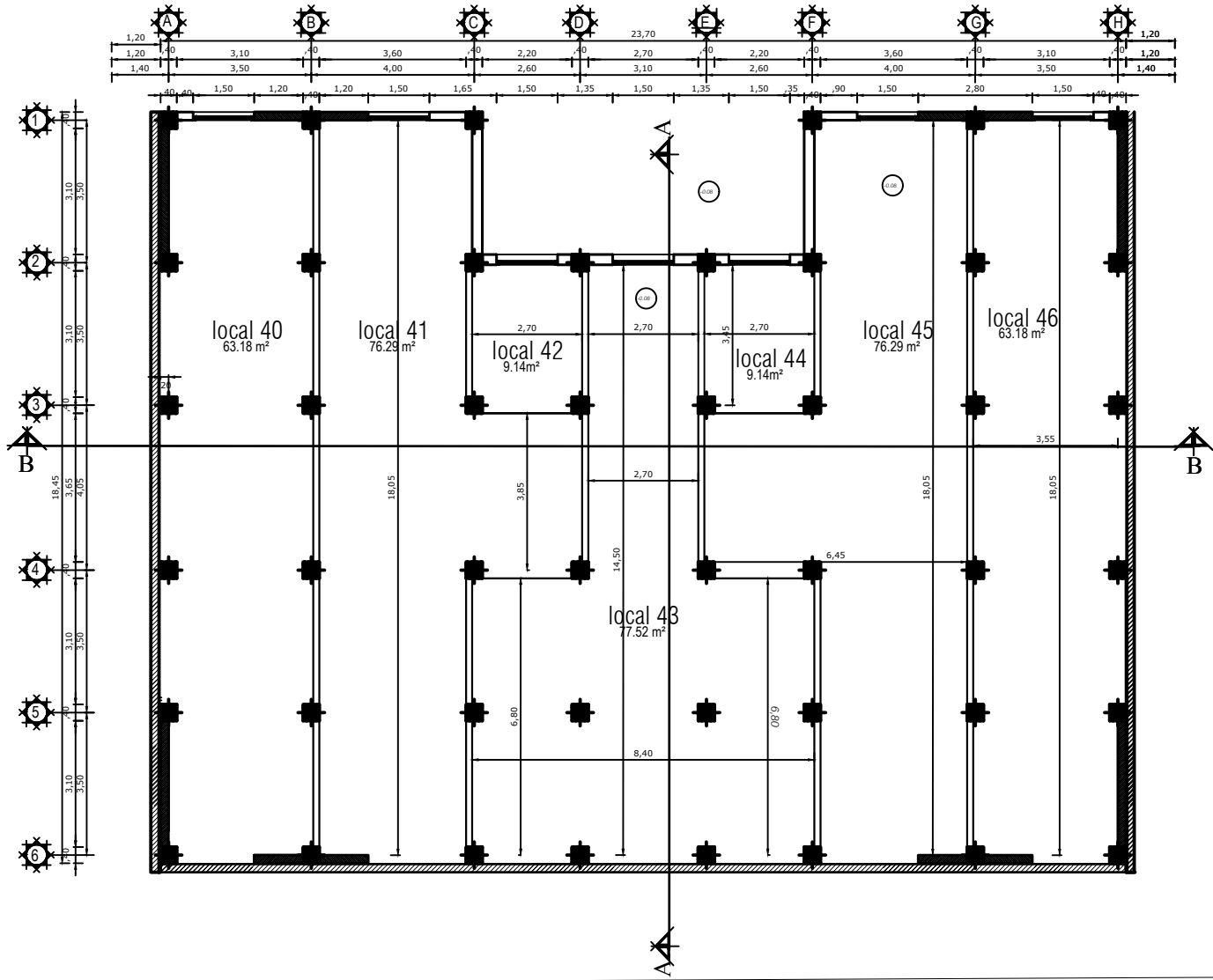
Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien (RPA99/ version 2003)
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91)
- DTR B-C 2-2 charge permanentes et charges d'exploitation.

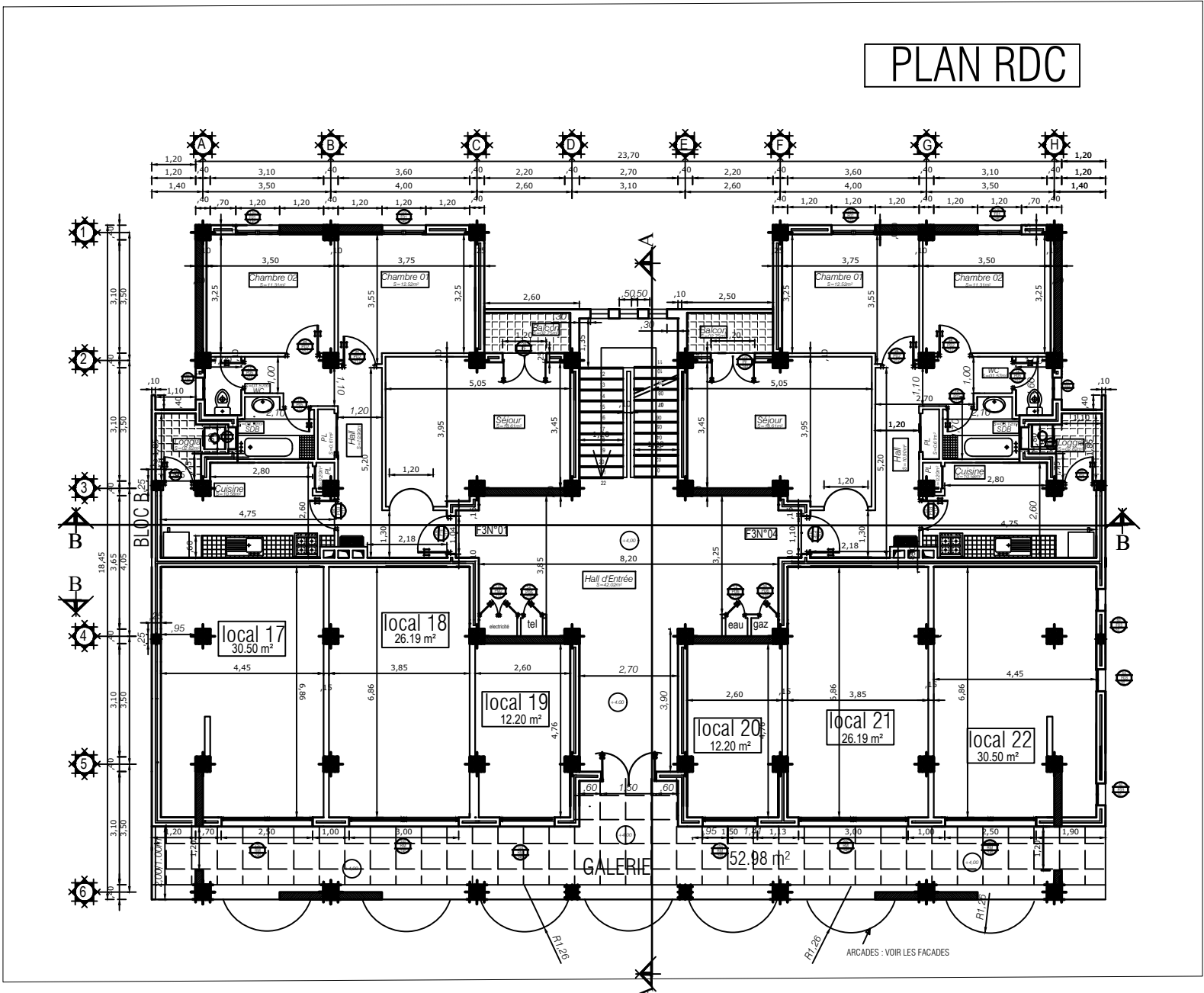
PLAN DES FONDATION



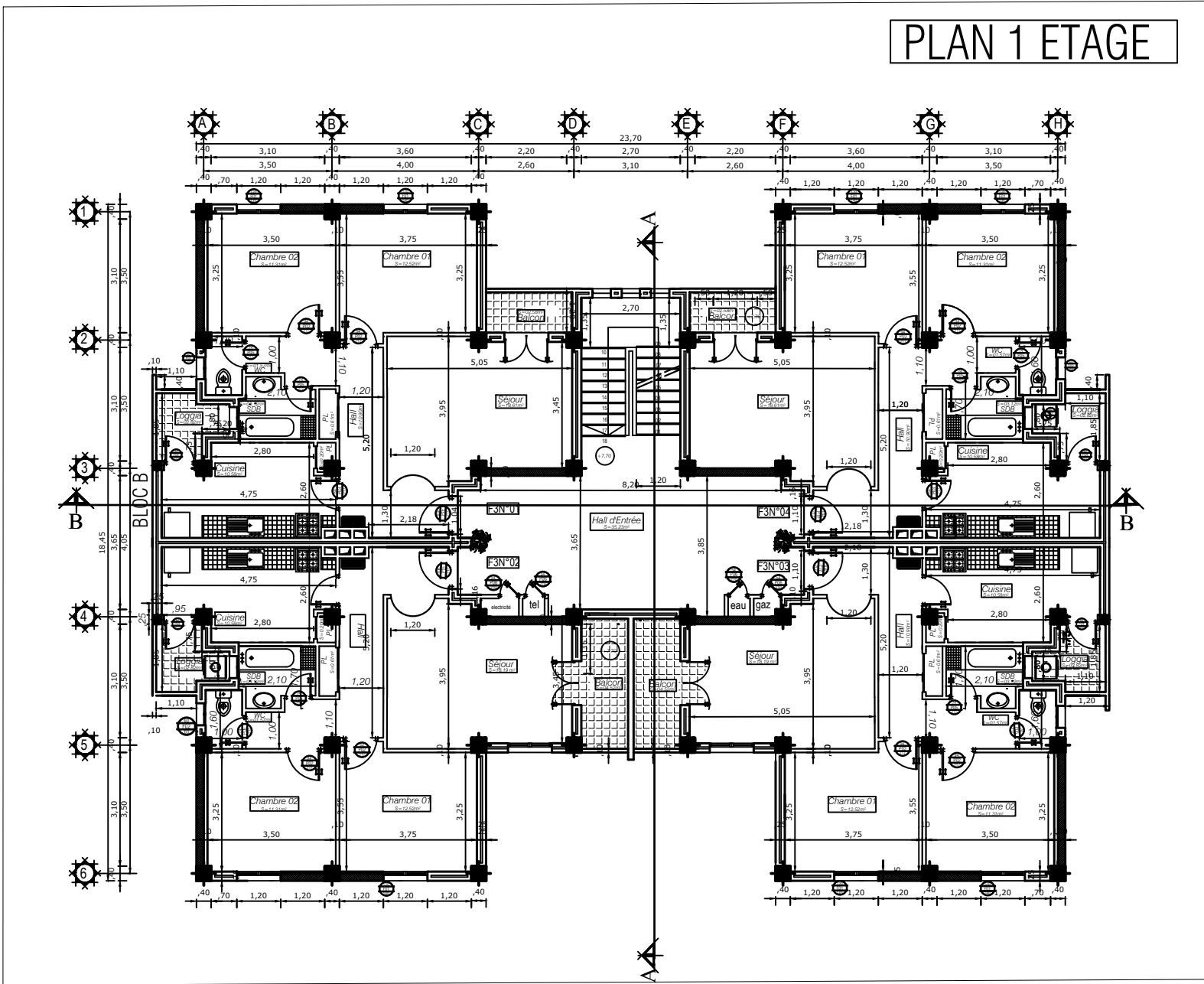
PLAN SOUS SOL



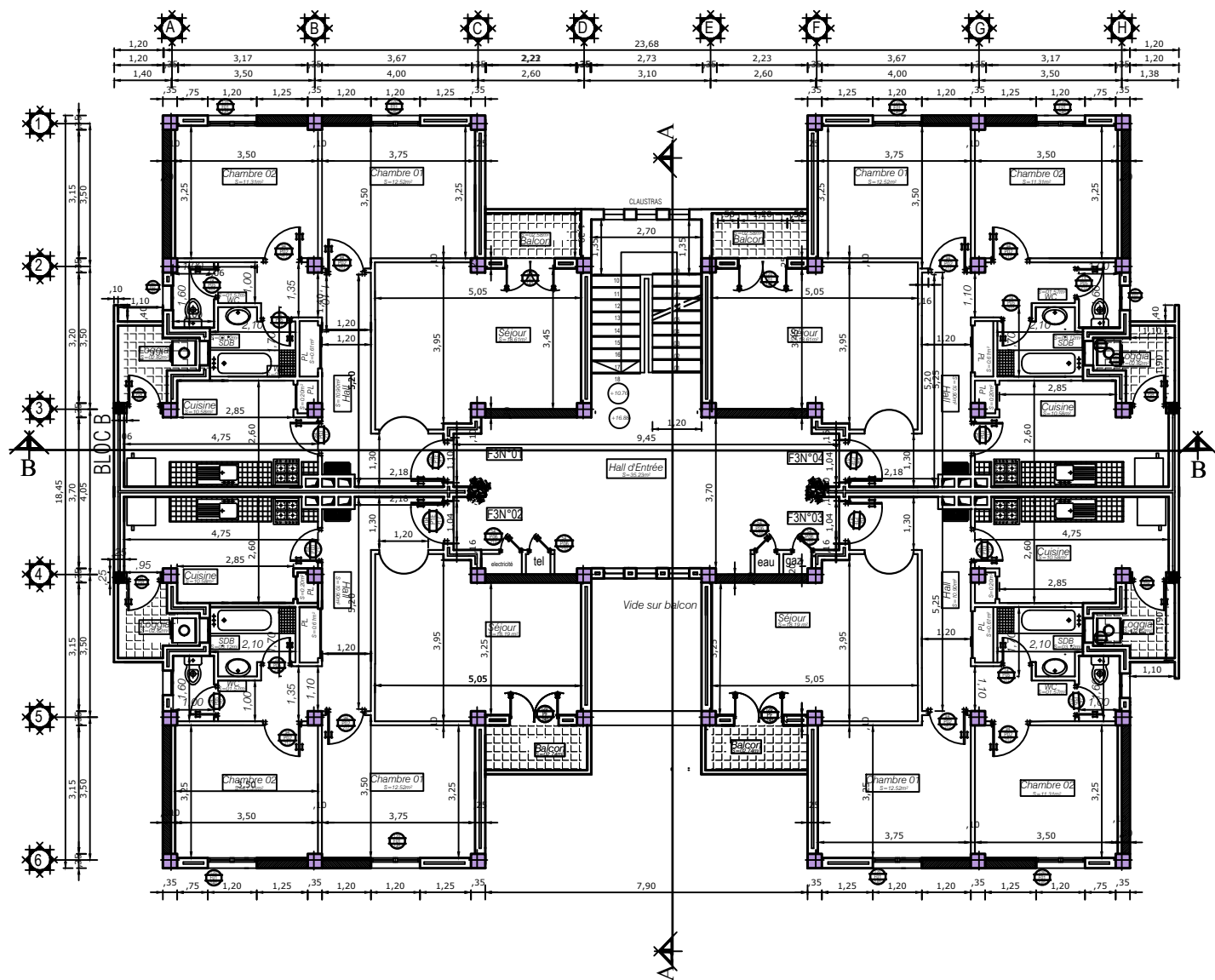
PLAN RDC



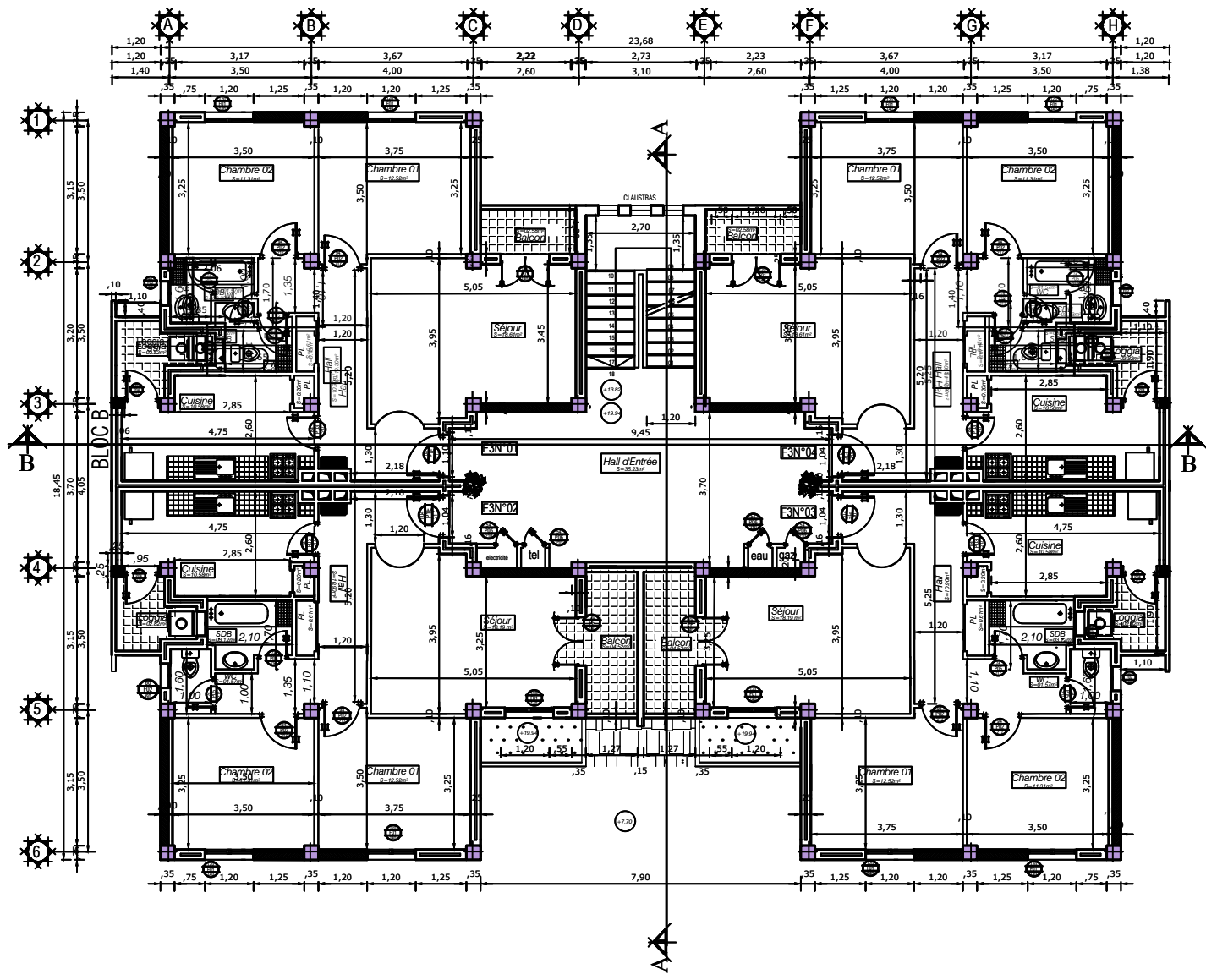
PLAN 1 ETAGE



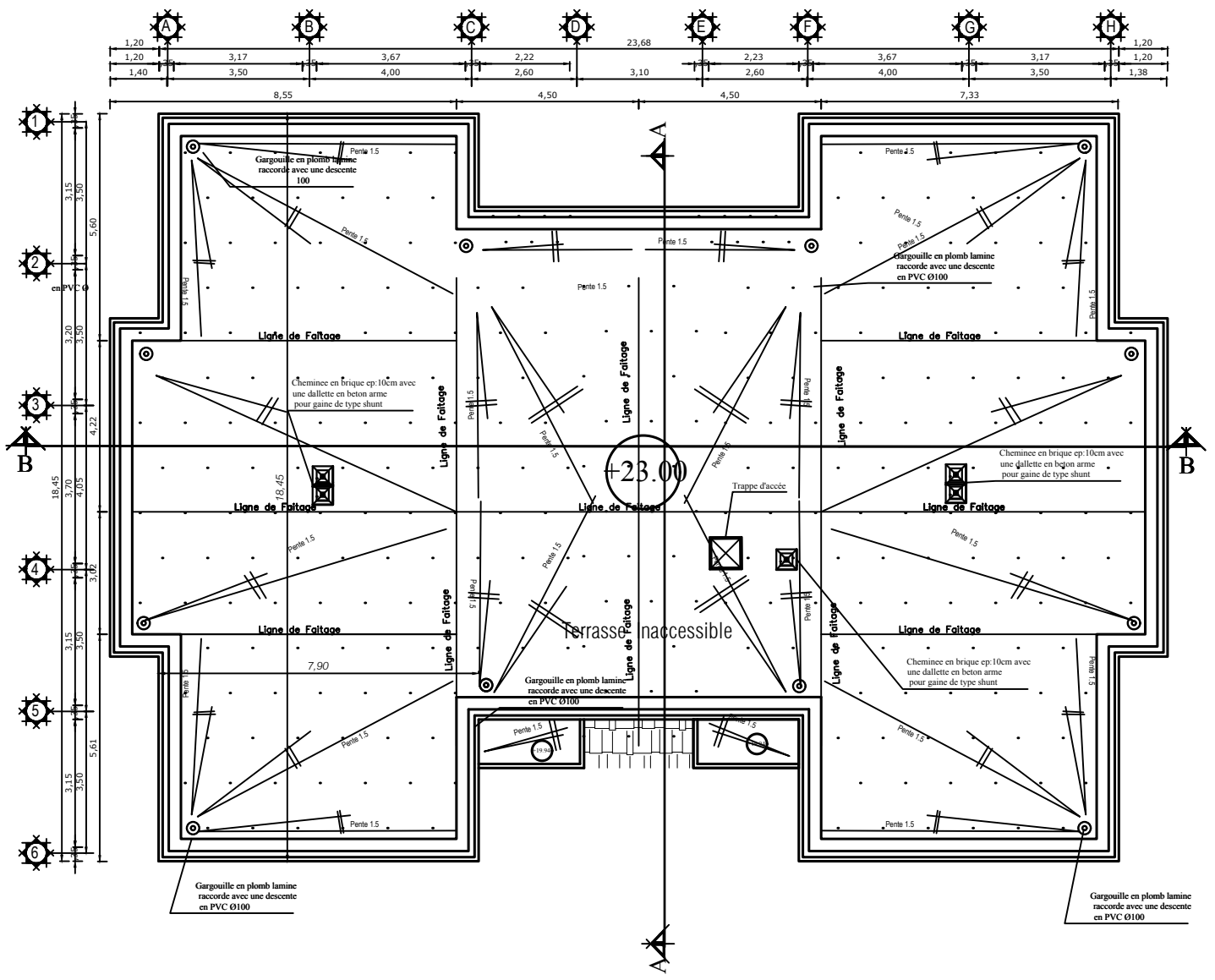
PLAN ETAGE 2 ET 4



PLAN ETAGE 3 ET 5



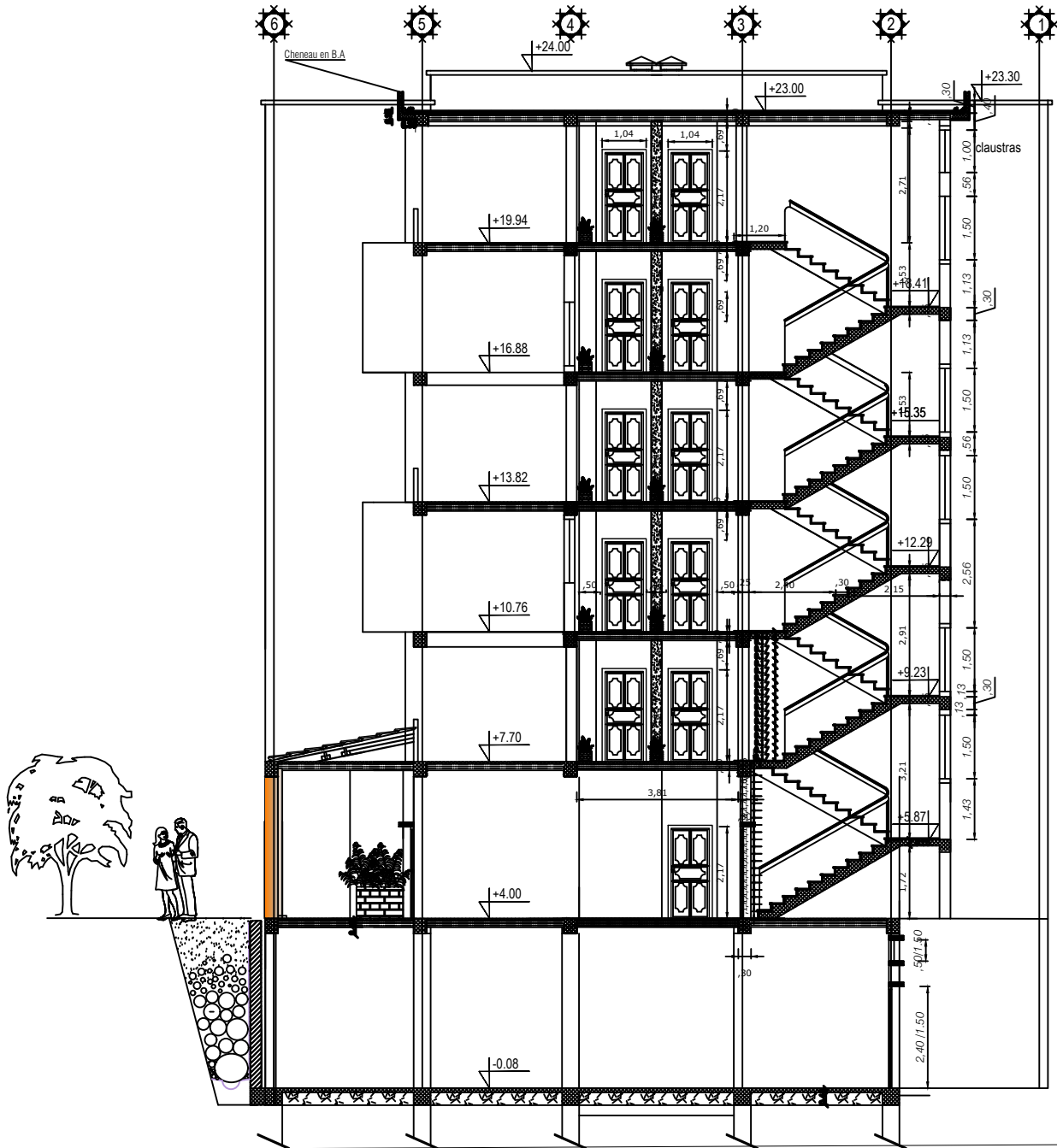
PLAN DE TOITURE



FACADE SUD



COUPE AA



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2 Présentations de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un immeuble en (R+5+sous-sols) à usage d'habitation, commercial et de service . Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU, qui est classée selon le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).

Ce bâtiment est composé :

- Un sous-sol .
- Un RDC à usage commercial.
- cinq (05) étages à usage d'habitation.
- (01) cages d'escalier.

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

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91 (modifié en 99).

I.3 Descriptions de l'ouvrage :**• Caractéristique géométrique :**

Les dimensions de l'ouvrage sont :

A. Longueur total du bâtiment	18.45m.
B. Largeur total du bâtiment.....	23.68m.
C. Hauteur total du bâtiment avec acrotère.....	22.6m.
D. Hauteur du RDC.....	3.30m.
E. Hauteur de sous-sol.....	4.08m.
F. Hauteur d'étage courant.....	03,06m.

I.4 Eléments de l'ouvrage :**I.4.1 Ossature :**

La stabilité transversal et longitudinale de ce bâtiment est assuré par des portiques auto-stables constitués des poutres et des poteaux, et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reperdre les efforts horizontaux (efforts sismique) d'exploitations.

I.4.2 Planchers :

Les plancher sont des éléments horizontaux dits « **diaphragmes** » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts à l'élément de contreventement (portiques voiles).

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- Pour notre bâtiment, le plancher est de type Corp. creux d'épaisseurs 20 cm (16+4) avec poutrelles préfabriquées et dalle de compression de 4cm d'épaisseur coulée sur place.

I.4.3 Escalier :

Un escalier est ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des **DTU** des décrètent fonction du nombre d'utilisateur et du type du bâtiment.

I.4.4 Les balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux.

I.4.5 Les porte-à-faux :

Les portes à faux seront réalisées en dalle pleines.

I.4.6 Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

I.4.7 Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :**

Seront en double en brique creuse de 10 cm cloison.

• Les murs de séparations intérieures :

Seront réalisés en cloison en brique de 10 cm.

I.4.8 Revêtement :

ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les plancher et escaliers.
- En céramique pour la salle d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade
- En plâtre pour les cloisons intérieures et les plancher.

I.4.9 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres), et un coffrage métallique pour les voiles.

I.5 Elément composant l'infrastructure (fondations) :

Le choix du type de fondations se fait en fonction de l'importance de l'ouvrage (charges et surcharges) et de la nature du sol.

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.6.1 Béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau ; il est caractérisé, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie ; le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton, ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et **RPA99** modifié en **2003**.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1 m³ de béton, est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/ m³
- Eau de gâchage : 150 L à 200 L

a) Résistances caractéristique du béton à la compression:

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] ; \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] ; \quad \text{pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

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

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la Compression. Conventionnellement, elle est défini parla formule suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL 91)} \quad \text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

c) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}]$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa, on a : } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa,}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa on a : } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale :

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E : \text{ module de Young} \\ \nu : \text{ Coefficient de Poisson} \end{cases}$$

• **Coefficient de Poisson ν :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (ELU) : pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ (LES) : pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

e) Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

✓ **Etats limites ultimes :**

Correspond à la limite :

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- Soit, de la perte de résistance mécanique (ruptures) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

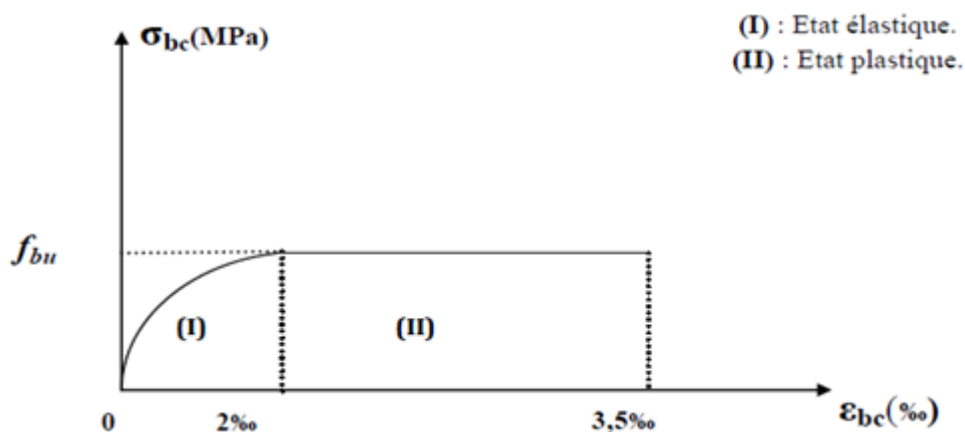


Figure I. 1 :Diagramme contrainte-déformation du béton.

$0 \leq \epsilon \leq 2\%$ compression pure. Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ Situation courante Avec: γ_b : coefficient de sécurité.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

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

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h.

0,85 devient 0,8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

- à 28 jours, on a: $f_{bc} = 14,2$ MPa
- Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

- Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

✓ **Etats limites de services :**

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa.

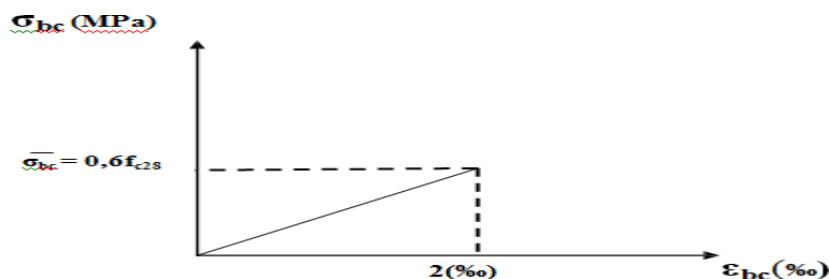


Figure I. 2 : Diagramme de contrainte à l'ELS.

f) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

BAEL91 modifié en 99 (ART 5-1)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante : $\tau = \frac{v\mu}{bx d}$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable:

$$\tau u \leq \min \{0,20 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}\}$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\tau u \leq \min \{0,15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}\}$$

I.6.2 Acier :

a) Généralités :

Les armatures de béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs États de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

c) Coefficient de Poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0,3$

d) Contraintes limites

Contrainte limite à l'ELU : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$

Avec:

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

- **Exemple :**

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 500 MPa	$\sigma_{st} = 450 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite à l'ELS:**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

1) **Fissuration peu nuisible :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2) **fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32) :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\sigma_{st} = \min\{2/3f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\}$$

3) **fissurations très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34) :**

$$\sigma_{st} = \min\{1/3f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\}$$

Où η est un coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

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

$\eta = 1,6$ pour les armatures HA $> 6mm$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

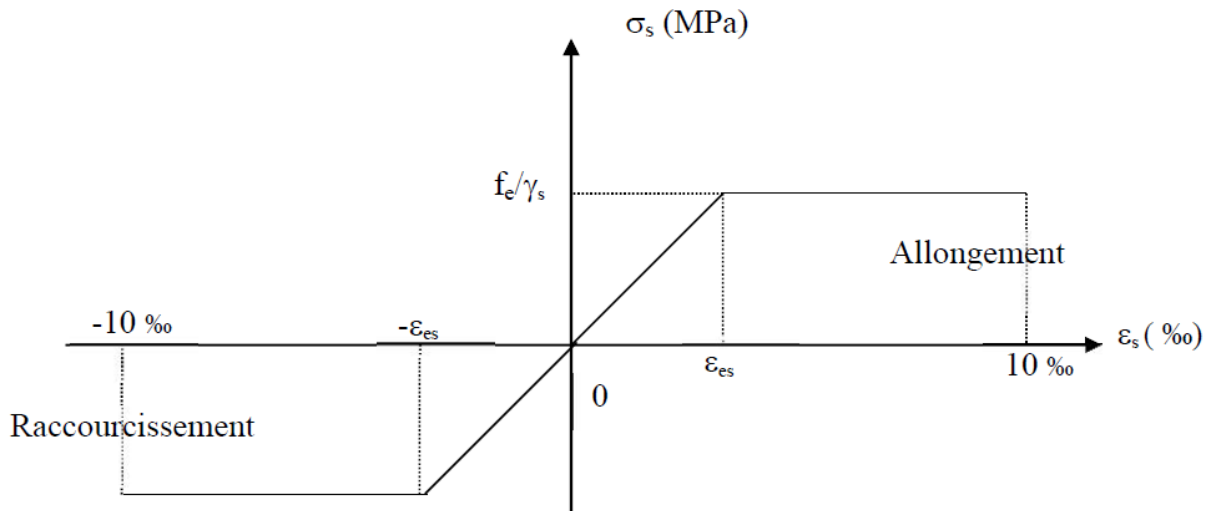


Figure I. 3 : Diagramme contrainte déformation.

I.6.3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets D'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage c des armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5$ cm → les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3$ cm → les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c > 1$ cm → les parois situées dans les locaux condensés.

Dans notre cas, on prend l'enrobage égale à $C = 2,5$ cm.

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

A ce niveau, on a défini tous les éléments constituant notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de **BAEL 91 modifier 99** et le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié 2003**).

Chapitre II :

Redimensionnements des éléments

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons à pré dimensionner les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 et B A E L**.

II-1 Les planchers :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche. L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA Art B-6-8-4-2-4})$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher.
- L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Nous avons les plus grandes portées dans les deux sens :

$$L = 4.00\text{m}$$

$$L_{\max} = 4.00 - 0.25 = 3.75\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \geq h_t \geq \frac{3.75}{22.5} = 16.66\text{cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : **(16+4)=20cm**

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm

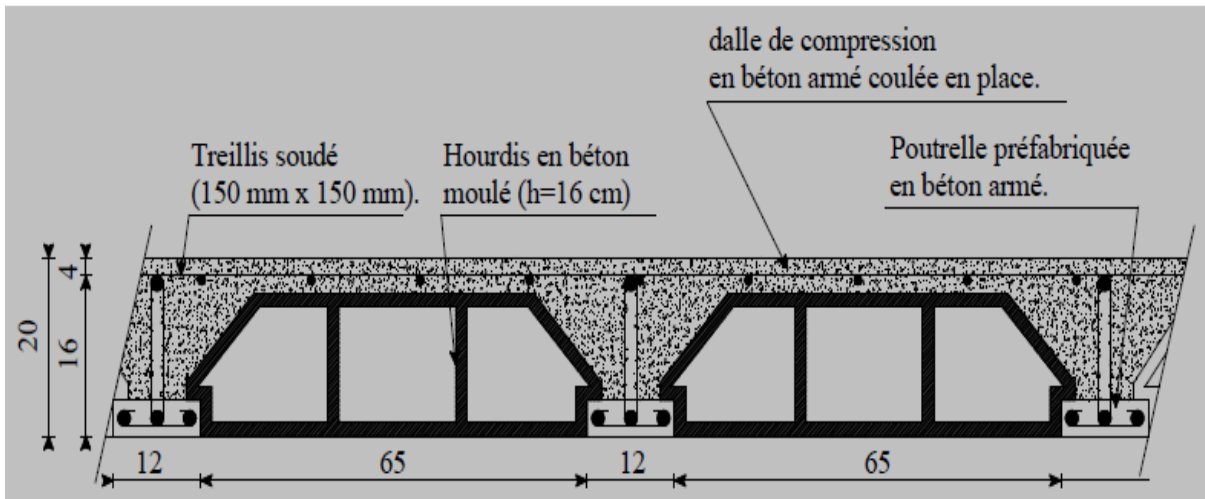


Figure II-1 Coupe verticale du plancher en corps creux ‘

Plancher en dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d’utilisation.

Condition de résistance à la flexion :

L’épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$

- ✓ L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle
- ✓ $L_0 = 1.20m$
- ✓ $e \geq 1.20/10 = 0.12m = 12cm \longrightarrow$ on prend $e = 15cm$

Résistance au feu :

Pour deux heures d’exposition au feu, l’épaisseur minimale d’une dalle pleine est de 10cm.

Isolation acoustique :

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

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

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

-Donc pour assurer un minimum d’isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée et qui est de 350 kg/m^2

d’où l’épaisseur minimale de dalle est :

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

Nous prendrons $h_0 = 15cm$.

Nous prenons :

$$\text{Tel que : } \rho = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$$\text{Donc : } e = \max (11,15,15) = 15cm$$

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II-2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L , telles que :

D'après le BAEL 99 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1) :

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

Min (b, h) ≥ 25 cmen zone II_a

Min (b, h) $\geq h_e/20$ h_e est la hauteur libre entre étages

Le rapport $1/4 < b/h < 4$(RPA 99/Art 7.5.1)

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposés perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

On distingue deux types de poutres :

II-2-1 Poutres principales :

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

La hauteur h_t :

$$L=405-25 =380\text{cm}$$

$$25.33 \leq h \leq 38 \Rightarrow \text{nous prendrons : } h_t = 35\text{cm}$$

On opte pour : $h = 35$ cm

La largeur b :

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow \text{nous prendrons pour plus de sécurité } b = 25\text{cm} ;$$

On opte pour : $b = 25$ cm

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35\text{cm} \geq 35 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$



Section adoptée :

Poutres principales PP \Rightarrow (25x35) cm²

II-2-2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

La hauteur h_t :

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

$$\Rightarrow 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \text{ nous prendrons : } b = 35\text{cm}$$

On opte pour : **$h = 35 \text{ cm}$**

La largeur b :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow b = 25\text{cm} ;$$

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

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35\text{cm} \geq 30$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

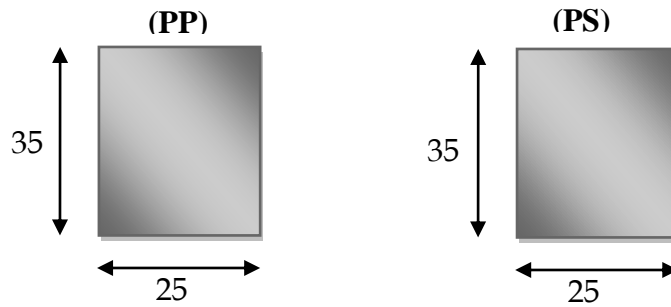
$$h/b = 1.4 < 4$$



Toutes les conditions sont Vérifiées.

Section adoptée

Poutres secondaires PS \Rightarrow (25x35) cm²



II-5 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

On a $e_p \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20 = h_e/20)$

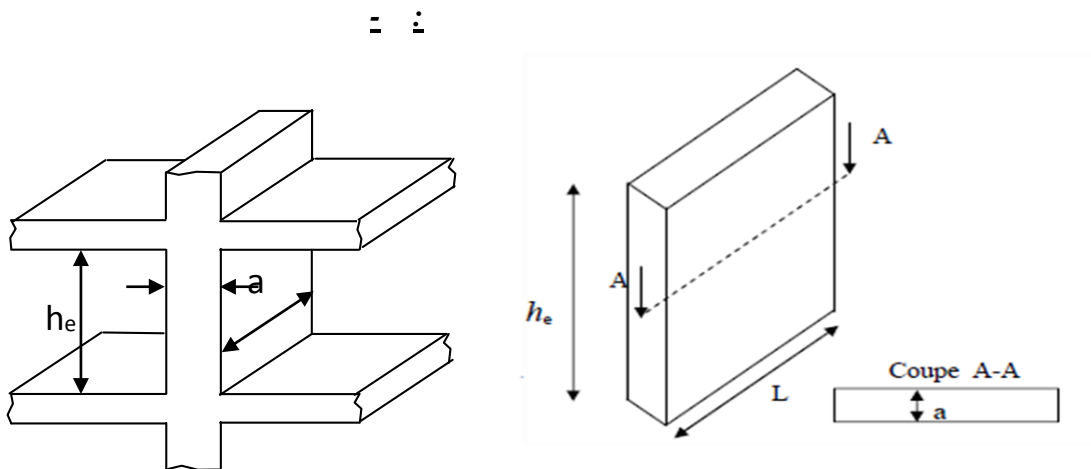


Figure II-10 : Dimension de voile.

• Dans notre cas on des voiles en élévations

- Au niveau de sous-sol : $h_c = h_{ssol} - e_p = 408 - 20 = 388$

$a \geq 388/20 = 19.4 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$

$a_{min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$

$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm}$

- Rez-de-chaussée : $h_c = h_{rdc} - e_p = 330 - 20 = 310$

$$a \geq 310/20 = 15.5 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm}$$

- **Etage courant :** $h_c = h_{\text{étage}} - e_p = 306 - 20 = 286$

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

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm}$$

Remarque : Nous passons d'une épaisseur de 15 cm à 20 cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armateurs discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrages.

II.3. Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.

On prévoit une section de $(25/25) \text{ cm}^2$ afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

La section du poteau est donnée par la formule suivante

$$:Bc \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \dots \dots \dots (\text{art 7.4.3.1 RPA 99 version 2003})$$

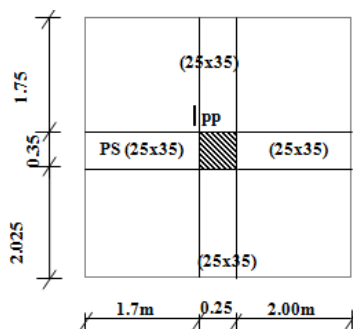
Avec : $N_s = G + Q$

$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$: Contrainte admissible du béton à l'ELS.

B : Section du poteau.

II.3.1. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (E2) est le plus



sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

$$S_1 = 2 \times 1.75 = 3.5 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.025 \times 1.75 = 3.54 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.75 \times 1.75 = 3.06 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.025 \times 1.75 = 3.54 \text{ m}^2 \text{ S1}$$

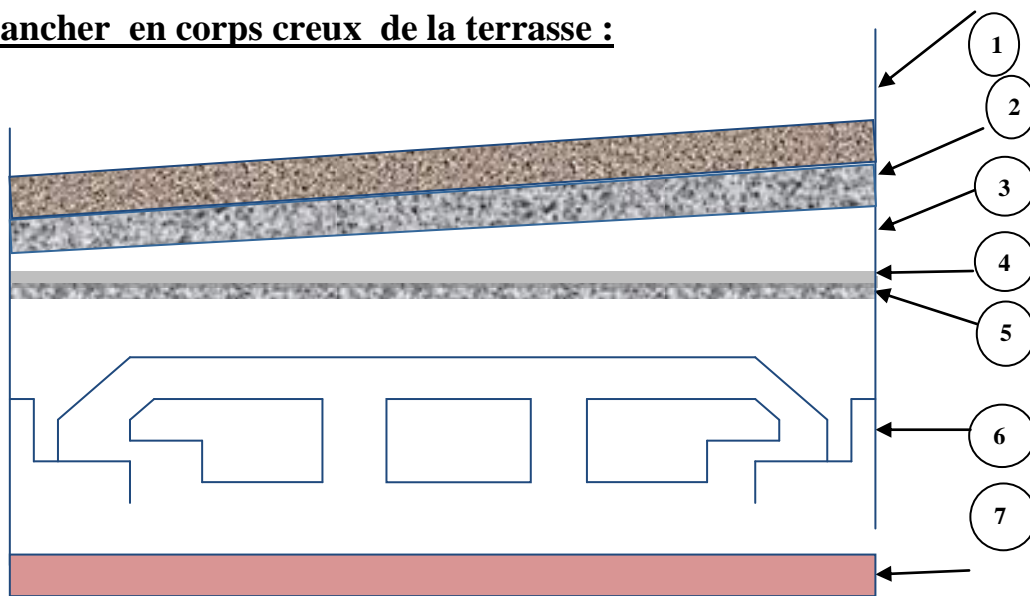
$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.64 \text{ m}^2$$

II-3-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2...** [2], idem pour les surcharges d'exploitations.

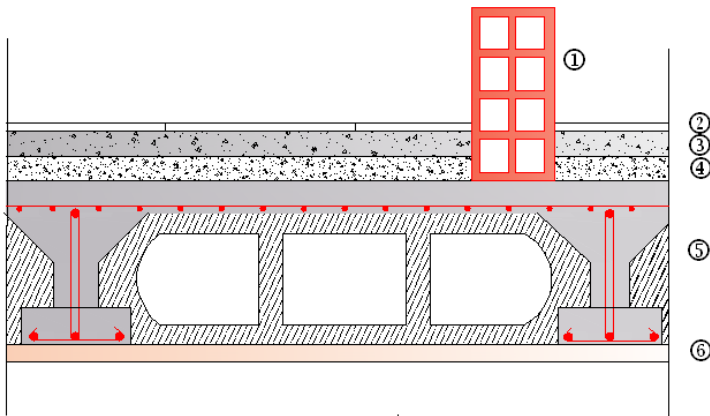
❖ **Charges permanentes G :**

Plancher en corps creux de la terrasse :



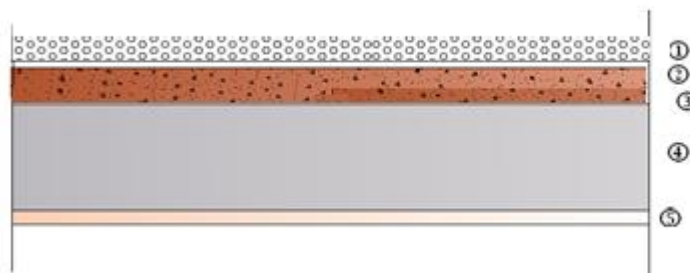
N ^o	Composition	Epaisseur en (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Couche de gravier roulé (15/25)	0.05	20	1.00
②	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
③	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
④	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
⑤	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
⑥	Plancher à corps creux	(16+4)=0.2	14	2.8
⑦	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G=5.61(kN /m²)				

Plancher en corps creux étage courant :



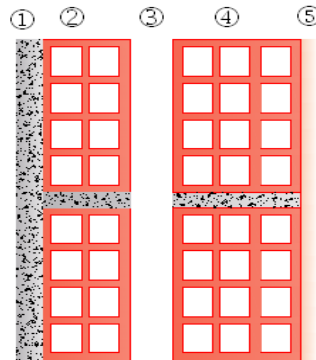
N ^o	Composition	Epaisseur en (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit plâtre	0.1 et 0.04	9 et 10	1.3
②	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
③	Mortier de pose	0.02	20	0.40
④	Couche de sable	0.03	18	0.54
⑤	Plancher en corps creux	0.16+0.04	-	2.8
⑥	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G=5.64(kN /m²)				

Dalle pleine de balcon :



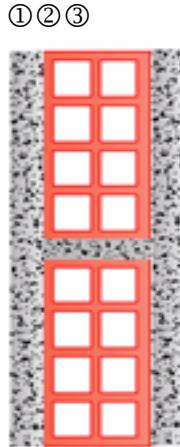
N ⁰	Composition	Epaisseur en (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
②	Mortier de pose	0.02	20	0.40
③	Couche de sable	0.02	18	0.36
④	Dalle pleine	0.15	25	3.75
⑤	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G=5.1(kN /m²)				

▪ Mur extérieur :



N ⁰	Composition	Epaisseur en (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
②	Cloison en briques creuses 8 trous	0.1	9	0.90
③	Lame d'air	0.05	-	-
④	Cloison en briques creuses 8 trous	0.1	9	0.9
6⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
G=2.36(kN /m²)				

▪ **Mur intérieur :**



N ^o	Composition	Epaisseur en (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
②	Cloison en briques creuses 8 trous	0.1	9	0.90
③	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G=1.30(kN /m²)				

Acrotère :

La hauteur de l’acrotère est égale à : 60cm a charge permanente de l’acrotère est déterminée comme suit :

$$\text{Poids propre : } G = \rho \times S \times 1\text{ml} = 1.67 \text{ Kn/ml}$$

$$S = [(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + (\frac{0.03 \times 0.08}{2})] = 0.0668$$

$$S = 0.0668 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0668 \times 1 \text{ ml} = 1.67 \text{ kn/ml}$$

❖ **Surcharges d’exploitation :**

Acrotère : Q = 1,00 KN/m².

plancher terrasse inaccessible : Q = 1.00 KN/m².

Plancher étage courant à usage d’habitation : Q = 1.5 KN/m²

Balcons : Q = 3.50 KN/m²

Escaliers : Q = 2.50 KN/m².

❖ **Charger d’exploitation :**

-Plancher du Sous –sol : Q = 2.5 x 16.1 = 40.25 KN

-Plancher étage courant : Q_{rdc} = Q₁ = Q₄ = 1.5 x 16.1 = 24.15 KN

$$\text{-Plancher terrasse : } Q_0 = 1.00 \times 16.1 = 16.1 \text{ KN}$$

Poids propre des éléments :

$$\text{Plancher : } G_{pc} = G \times S = 5.64 \times 13.64 = 76.93 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} = G \times S = 5.61 \times 13.64 = 76.52 \text{ KN}$$

▪ Poutres :

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times 4.025 = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 4.025 = 8.804 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times 4 = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 4 = 8.75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 8.804 + 8.75 = 17.55 \text{ KN}$$

▪ Poids propre des poteaux :

$$G_{PRDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.7 = 5.781 \text{ KN}$$

$$G_{P \text{ étage courant}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

$$G_{P \text{ sous-sol}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4 = 6.25 \text{ KN}$$

③ Surcharge d'exploitation :

$$\text{RDC: } Q \times S = 1.5 \times 13.64 = 20.46 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol: } Q \times S = 2.5 \times 13.64 = 34.1 \text{ KN}$$

$$\text{Etages courants : } Q \times S = 1.5 \times 13.64 = 20.46 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse : } Q \times S = 1.00 \times 13.64 = 13.64 \text{ KN}$$

④ Loi de dégression des charges :

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : **(DTR BC 2-2/6-1)**

Soit : Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

$$\text{Sous toiture : } \sum_0 = Q_0$$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

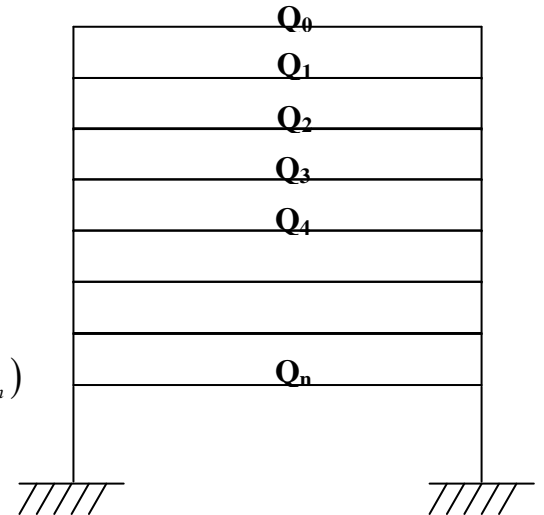
Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right).(Q_1 + Q_2 + Q_3 + + Q_n)$



Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$ étant valable pour les niveaux ($n \geq 5$).

Il est donné par le tableau suivant :

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

⑤ Les surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges:

Niv 05 : $Q_0 = 16.1 \text{ KN}$

Niv 04 : $Q_0 + Q_1 = 16.1 + 24.15 = 40.25 \text{ KN}$

Niv 03 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 16.1 + 0.95 (24.15 \times 2) = 61.985 \text{ KN}$

Niv 02 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.1 + 0.90 (24.15 \times 3) = 81.305 \text{ KN}$

Niv 01 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.1 + 0.85 (24.15 \times 4) = 98.21 \text{ KN}$

Niv rdc : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.1 + 0.80 (24.15 \times 5) = 112.7 \text{ KN}$

Niv s-sol : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16.1 + 0.75 (24.15 \times 5 + 40.25) = 136.85 \text{ KN}$

Descente de charge :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Qcumlée	N=G+Q [KN]	Section trouvée	Section adoptée
5	76.52	17.55	4.78	98.85	98.85	16.1	16.1	114.95	153.26	25x25
4	76.93	17.55	4.78	99.26	198.11	24.15	40.25	238.36	317.81	25x25
3	76.93	17.55	4.78	99.26	297.37	24.15	61.985	359.355	479.14	25x25
2	76.93	17.55	4.78	99.26	396.63	24.15	81.305	477.935	637.25	30x30
1	76.93	17.55	4.78	99.26	495.89	24.15	98.21	594.1	792.13	30x30
RDC	76.93	17.55	4.78	99.26	595.15	24.15	112.7	707.85	943.8	35x35
S.SOL	76.93	17.55	4.78	99.26	694.41	40.25	136.85	831.26	1108.35	35x35

Remarque :

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

❖ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

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

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

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

➤ **Sous-sol :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35 \text{ cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq h/20 = 380/20 = 19 \text{ cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **RDC :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35 \text{ cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq h/20 = 350/20 = 17.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

➤ **3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} Etage :**

- $Min(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $Min(b_1, h_1) = 30\text{ cm} \geq h/20 = 286/20 = 14.3\text{cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

1^{er}, 2^{ème} Etage :

- $Min(b_1, h_1) = \min(25\text{cm}, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $Min(b_1, h_1) = 25\text{ cm} \geq h/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \dots\dots\dots\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 25/25 = 1 < 4 \dots\dots\dots\checkmark$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

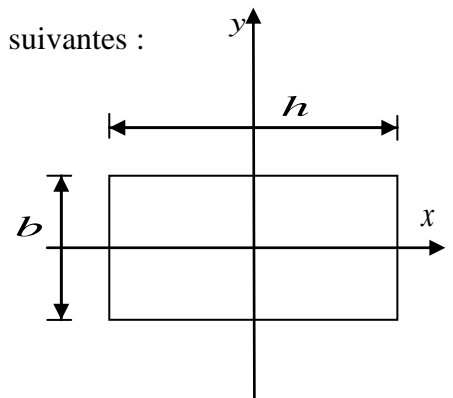
$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau.

L_f :Longueur de flambement. ($L_f=0.7 L_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)



S_{pot} : Section du poteau. ($S = b \times h$)

Donc :

$$\lambda = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b} = \frac{2.45 L_0}{b}$$

AN :

- **sous-sol :** poteaux (35×35); $L_0=4.08$; $\lambda=28.56 < 50 \quad \checkmark$
- **RDC:** poteaux (35×35); $L_0=3.30$; $\lambda=23.1 < 50$
- **1^{er}, 2^{ème} Etage :** poteaux(30×30) ; $L_0 = 3.06$; $\lambda=24.99 < 50 \quad \checkmark$
- **3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage :** poteaux (25×25); $L_0 = 3.06$; $\lambda=24.5 < 50 \quad \checkmark$

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- **Poutres principales:** (25×35)cm²
- **Poutres secondaires:** (25×35)cm²
- **Poteaux sous sol ,RDC :** (35×35)cm².
- **Poteaux 1er et 2ème étage :**(30×30)cm².
- **Poteaux 3ème , 4ème et 5ème étage :**(25×25)cm².
- **Voiles :** $e_p=20\text{cm}$; $L=80\text{cm}$.

Chapitre III :

Calcul des éléments structuraux

III. INTRODUCTION:

Ce chapitre ,On portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces élément ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement le ferrailage et les différentes vérifications .

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

III-1-L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, c'est un élément secondaire des la structure assimilée à une console encastree au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effet (G) du à son poids propre et un effet latéral ($Q=1\text{kn/ml}$) du à la main courante, engendrant un moment de renversement (M_r) dans la section d'encastrement.

Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

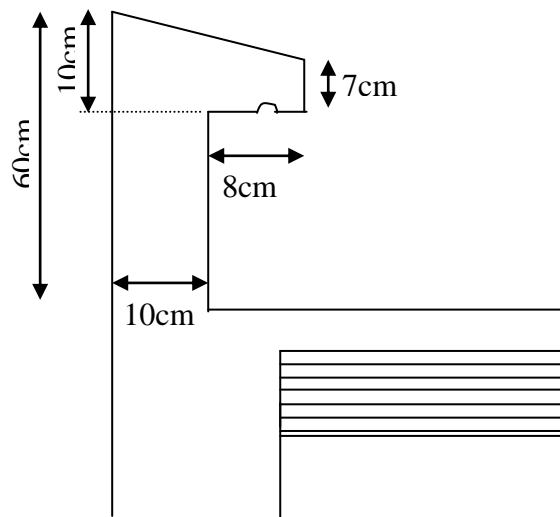
Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III-1-1- les sollicitations :

- **Poids propre G** : $G = \rho \times S \times 1\text{m}$

Avec : ρ : masse volumique du béton. S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + ((0.03 \times 0.08)/2)] \times 25 \quad G = 1.67 \text{ KN/ml.}$$



7

Figure III- 1-2 Coupe transversale de l'acrotère.

- **Effort horizontal** : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- **Effort normal dû au poids propre** $G \times 1 = 1.67 \text{ KN.} \times \text{NG} = 1.67 \text{ KN/ml}$
- **Effort Tranchant** : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- **Moment de renversement dû à G** : $MG = 0$
- **Moment de renversement dû à l'effort horizontal** : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1-2- Combinaison de charges:

A L'ELU :

- Effort normal : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q \rightarrow 1.35 \times 1.67 + 1.5 \times 0 = 2,254 \text{KN}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_u = 1.35 N + 1.5 MQ = 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{KN.m}$

A L'ELS :

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.67 \text{KN}$
- Effort tranchant : $T = 1 \text{KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1-3- Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ». Donc ça consiste à l'étude d'une section de béton rectangulaire (b×h) soumise à la flexion composée.

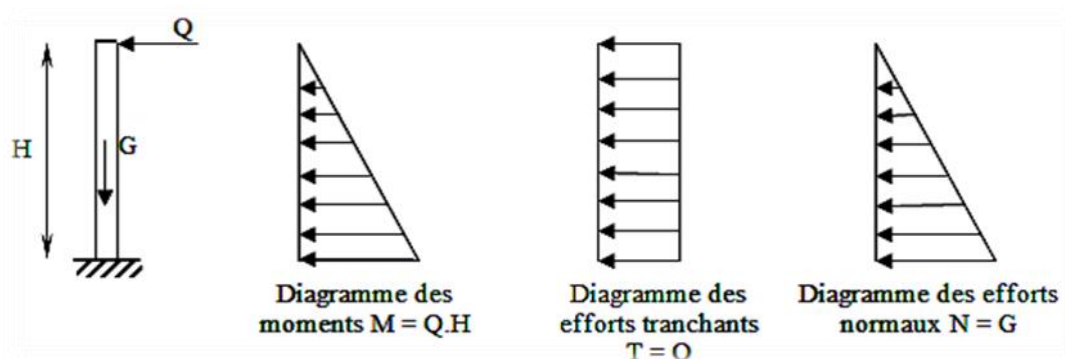


Figure III- 1-3 Diagramme des efforts internes.

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c' : Enrobage : 3cm
- d : Hauteur utile (h – c) : 7cm

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.254} = 0.4 \text{m} = 40 \text{ cm}$$

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

\Rightarrow

- Mu : moment dus à la compression
- Nu : effort de compression
- e_u : excentricité
- (h/2 – c) : la distance entre centre de gravité de la section et le centre de gravités des armatures tendues.

eu > 2cm → 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.

Calcul en flexion simple:

Moment fictif: ϖM_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$\rightarrow M_f = M_u + N_u \times (h/2 - c) = 0.9 + 2.254 \times 0.02 = 0.945 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.945 \text{ KN.m.}$$

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \rightarrow u_u < u_1$$

→ La section est simplement armée

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

Armatures fictives: ϖ

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

ϖ La section réelle des armatures:

$$\text{Armature principale : } A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.390 - \frac{2.254 \times 10}{348} = 0.325 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

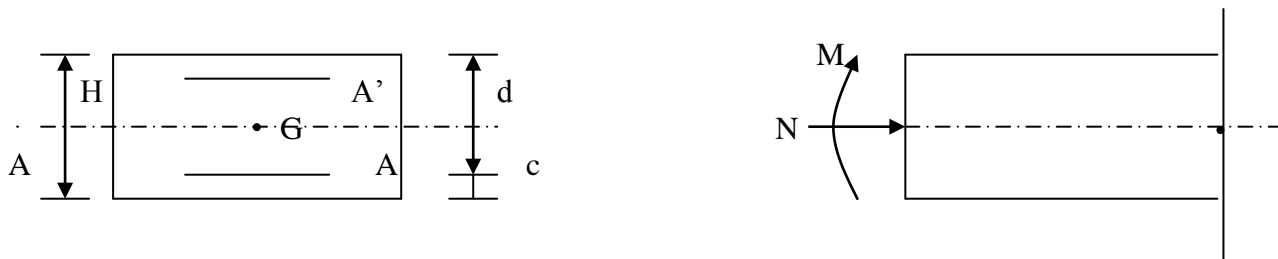


Figure III- 1-4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Vérifications à l'ELU:

Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91[4])

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right) \quad \text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.67} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left(\frac{36 - 0.455 \times 7}{36 - 0.185 \times 7} \right) = 0.799 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{min}$ la condition n'est pas vérifiée

alors on adoptera la section minimale $A_{st} \geq 0.799 \text{ cm}^2$

Soit: $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$A_r = 2.01/4 = 0.502 \text{ cm}^2$ Soit: $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement : ϖ

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable
 $\tau_u = Vu / b \times d = 1.5 \times Q / b \times d$ avec : τ_u : contrainte de cisaillement qui doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = Vu / b \times d = 1.5 / 1 \times 0.07 = 21.428 \text{ KN/m}^2 = 0.0214 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$... La condition est vérifiée donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres: BAEL99/art A.6.1.1, 3[4]⊞

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 0.07 \times 10.048 \times 10^4 = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

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

Longueur de scellement droit: (BAEL91.1.2.2) [4]⊞

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s » $L_s = \phi \times f_e / 4 \times \tau_{su}$

$$\text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = 0.8 \times 400 / 4 \times 2.835 = 28.218 \text{ cm}$$

Vérification des espacements : (BAEL91/ Art. A.4.5.33)

Armatures principales :

$$St \leq \min(2h, 25) \quad St \leq \min(2 \times 10 = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

III .3.4.3.Vérifications à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable.

a- Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\right)$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, \max\left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{n} \times f_{tj}\right)\right) \quad \bar{\sigma}_{st} = \min(266; \max(200; 201.63)) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{\text{lim}} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

b-Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}}$

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.60}{44.17} = 1.07$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifier.}$$

II.3.5. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/ version 2003. Art 6.2 I.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone III_a, groupe d'usage 2

$$A = 0.15 \text{ (tableau 4-1 du RPA 99/2003) [2]}$$

C_p: Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8 Éléments en console : C_p= entre 0.3 et 0.8 (tableau 6-1 du RPA 99/2003) [2]

W_p: Poids de l'acrotère W_p= 1.625KN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.2. Etude des plancher :

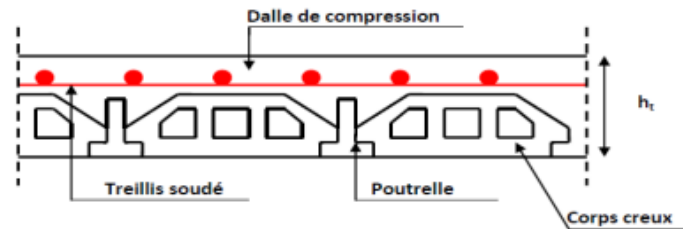


Figure III- 2-1 Coupe transversale du plancher.

Les planchers corps creux sont constitués :

- De poutrelle préfabriquée.
- De corps creux qui utilisés comme coffrage perdue et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

o **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

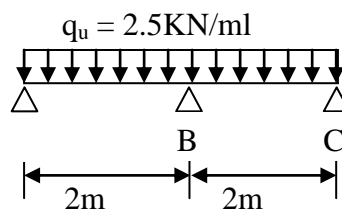
o **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

III-2-1-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armé d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

-20cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures (poutrelles).

-33cm : pour les armatures parallèle aux nervures (poutrelles).



4

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec : } L : \text{ distance entre axes des poutrelles (} L = 65\text{cm)}$$

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

Nous adoptons : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

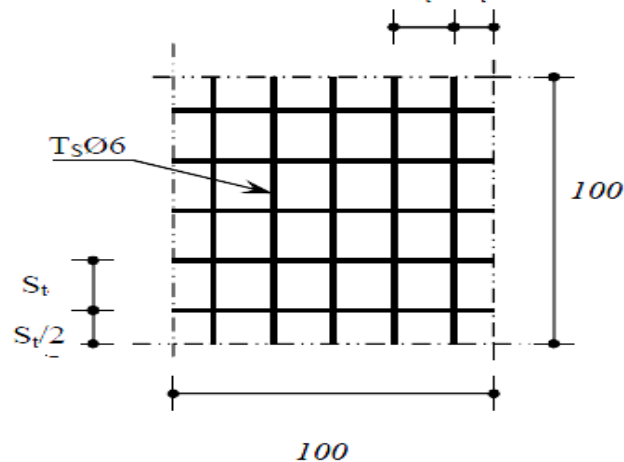
b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Nous adoptons : $A_{//} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

Finalement :

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200)mm².

**III-2-2-Etudes des poutrelles:**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

1 er Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

Dimensionnement

$b = 12\text{cm}$ Largeur de la poutrelle.

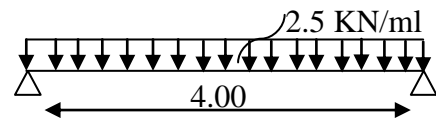
$h = 4\text{cm}$ Hauteur de la poutrelle.

$c = 2\text{cm}$ Enrobage.

$d = 2\text{cm}$ Hauteur utile.

Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Poids total: $0.12 + 0.62 = G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

**A P'ELU:**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus grande travée)

Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

Section d'armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.33 > \mu l = 0.392 \rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

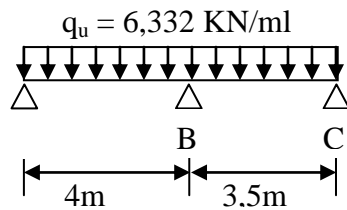
Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

2 eme Etape : Après coulage de la dalle de compression :

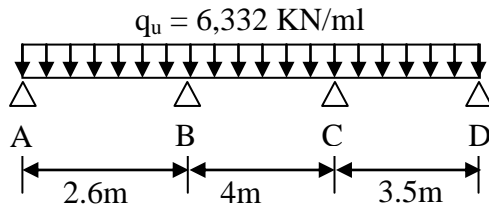
Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en Té avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simple.

Nous avons 3 cas a étudier :

1^{er} cas :



2 eme cas :



3eme cas :

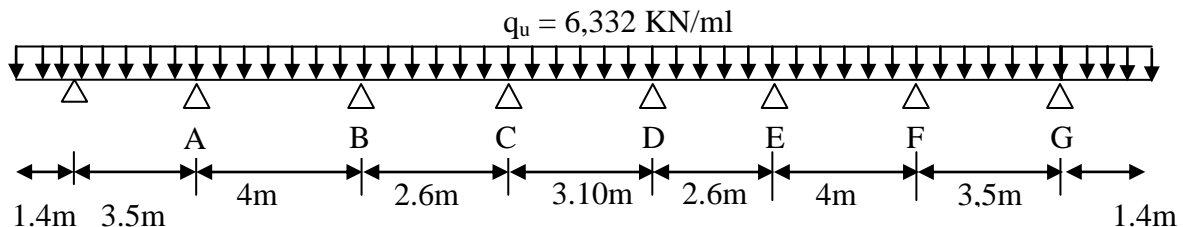


Figure III.1.4 : les poutrelles à étudier

Dimensionnement :

b = 65cm distance entre deux axes de deux poutrelles

ht = (16+4)cm hauteur du plancher en corps creux

b0 = 12cm largeur de la poutrelle

h0 = 4cm épaisseur de la dalle de compression

b1 : débord $b1 = \frac{b-b0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$

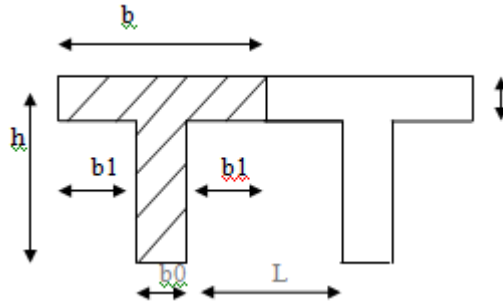


Figure III-4-Coupe transversale de la poutrelle.

La poutrelle doit reprendre son poids propre , le poids de corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que la charge et les surcharges revenant au plancher .

Les combinaison des charges :

ELU : $(1.35G + 1.5 Q) \times 0.65$

ELS : $(G + Q) \times 0.65$

Niveau	G(KN/ml)	Q (KN/ml)	qu (kn/ml)	qu (kn/ml)
			ELU	ELS
TERRASSE	5.61	1	5.9	4.3 KN/ml
Étage courant	5.64	1.5	6.41	4.641
Sous sol	5.64	2.5	7.387	5.291 KN/ml
RDC	5.64	2.5	7.387	5.291

Tableau III-2-1-charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Note : Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC et les étages courants, on effectuera le calcul pour le plancher le plus défavorable :

qu = 7.387KN/ml

qu = 5.291KN/ml

1)- choix de la méthode :

les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthode suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode des trois moments .
- ❖ Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL 91 .art B.6.2.210) :**

1 .La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée
La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q=1.625 \leq \max (2G , 5 \text{ KN /m}^2)$$

$$\longrightarrow Q \text{ RDC} = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml} ; 2G = 2(5.64 \times 0.65) = 7.332 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.625 \text{ KN/m}^2 \leq 7.332 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2.La fissuration est considérée comme non préjudiciableCondition vérifiée.

3. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considéréesCondition vérifiée.

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}}$$

$$\frac{4}{3.5} = 1.14 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{3.5}{4} = 0.875$$

Conclusion : Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = Q / Q + G$
- M0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison
- M0= ql²/8 dont L longueur entre nus des appuis.
- MW : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche
- Me : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs, M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes : La valeur absolue de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires

Application de la méthode :

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.64} = 0.307$$

Avec : $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.307	1.1	0.55	0.65

A l'ELU:

$G = 5.64$ KN/ml ;

$Q = 2.5$ KN/ml ;

$q_u = 7.387$ KN/ml

Calcul des moments isostatiques : 1^{er} cas :

En travée : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

Travée	AB	BC
L(m)	4	3.5
M_0 (KN.m)	14.774	11.31

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M_{appui} (KN/ml)	4.432	8.86	3.393

a- Calcul des moments en travée :

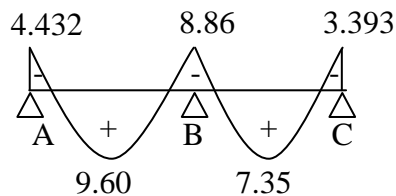
- Travée AB :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{4.432+8.86}{2} + 1.1 \times 14.774 = 9.61 \text{kn.m} \\ M_{tAB} \geq 0.65 \times 14.774 = 9.60 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\text{Travée BC } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{8.86+3.393}{2} + 1.1 \times 11.31 = 6.314 \text{kn.m} \\ M_{tAB} \geq 0.67 \times 15.04 = 7.35 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{tBC} = 7.35 \text{ kn.m}$



III.1.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m.

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec : } \begin{cases} V_w = qu \frac{l}{2} \\ V_e = -qu \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui
 V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ A L'ELU :

- Travée de rive AB :

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.387 \times \frac{4}{2} + \frac{8.86 - 4.432}{4} = 15.881 \text{KN}$$

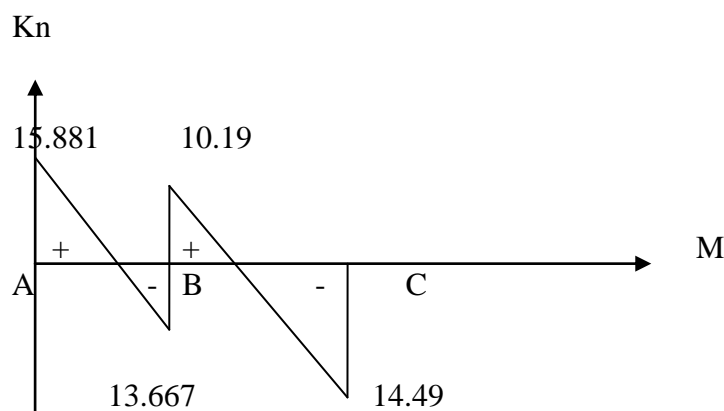
$$T_A = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.387 \times \frac{4}{2} + \frac{8.86 - 4.432}{4}$$

$$= -13.667 \text{ KN}$$

- Travée de rive BC :

$$T_b = qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.387 \times \frac{3.5}{2} + \frac{3.393 - 8.86}{3.5} = 10.19 \text{ KN}$$

$$T_b = -qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.387 \times \frac{3.5}{2} + \frac{3.393 - 8.86}{3.5} = -14.49 \text{ KN}$$



III. 1.8 : Diagrammes des efforts tranchants en KN

Remarque :

Après avoir fait les calculs des 3 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui de premier cas on ignore le 2ème et le 3ème cas .

III.1.4. Ferrailage à l'ELU :

Calcul des armatures : le calcul à l'ELU sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis :

a) Armatures longitudinales :

En travée :

$$M_{\text{max}} = 9.6 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} ; \text{ avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

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

$M_t \max = 16,129 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$).

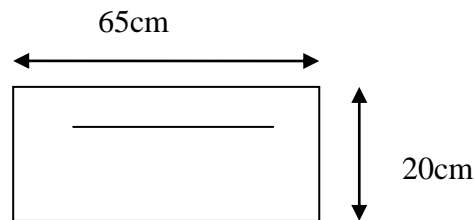
• **Sections d'armatures :**

Calcul de U_u :

$$\mu = \frac{M_t \max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < u_i = 0.392 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(section simplement armé)}$$

$$\mu = 0,032 \longrightarrow \beta = 0.984$$



III.1.9. coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.6 \times 10^5}{0.984 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Nous adoptons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculé pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{*soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $M_{a \max} = 8,86 \text{ KN.m}$

la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a \max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.86 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.16$$

$$\mu = 0,16 \text{ MPa} < u_i = 0.392 \quad \text{(section simplement armée)}$$

$$u = 0.16 \longrightarrow \beta = 0.912$$

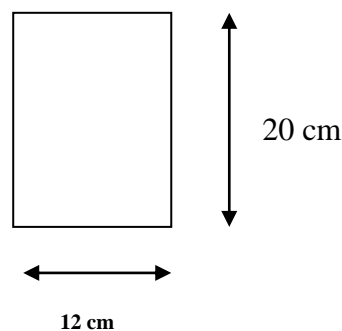


Figure III.1.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{a\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.86 \times 10^5}{0.912 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{sa} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armateurs transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifié 99/art : A. 7.22)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de 8 ϕ avec $A_{st} = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1.22)

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

En travée : **3HA12=3.39 cm²**

En appuis : **2HA10 =1.57 cm²**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01 cm²**

III. 1.5 .Vérification à l'ELU :

III.1.5.1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1.BAEL 91 modifiée 99) :

Calcul de la section minimale :

En travée :

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

$$A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

aux appuis :

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

$$A_{st} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1.211/BAEL91modifier 99) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_{max} = 15.881 \text{ KN}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) = \min(3.33MPa, 5MPa) = 3,33 MPa.$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{15.881 \times 1000}{120 \times 180} = 0.735 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée , pas de risque de cisaillement

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art 6.1.3. BAEL 91 modifiée 99n) :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \tau_{sc} \text{ avec : } \tau_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$: coefficient scellement HA

U_i : sommes des périmètres utiles des barres

- **Aux appuis :**

$$U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{15.881 \times 10}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.56 MPa$$

$\tau_{se} = 1.56 MPa < \tau_{sc} = 3.15 MPa$ condition vérifiée

- **En travée :**

$$U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{15.881 \times 10}{0.9 \times 18 \times 11.304} = 0.87 MPa < \tau_{sc} = 3.15 MPa$$
condition vérifiée

III.1.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{e_0 a_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d}{2} \frac{b_0 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1.5} 10^{-1} = 129.6 KN$$

$T_{max} = 15.881 KN \leq T = 129.6 KN$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d}{2} \frac{b_0 f_{c28}}{\gamma b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma b}$$

$$T_{\max} = 15.174 \text{ KN} \leq T = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A \geq T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \times \frac{\gamma s}{f_e} = 15.881 - \frac{4.432 \times 10^2}{0.9 \times 18} \times \frac{11.5}{400} = -0.32$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A = -0.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \times \frac{\gamma s}{f_e} = 15.881 - \frac{8.86 \times 10^2}{0.9 \times 18} \times \frac{11.5}{400} = -1.96$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A = -1.096 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.1.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\Psi : \text{Coefficient de scellement } \Psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$LC = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $LC = 20 \text{ cm}$.

III.1.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.5 \text{ kN/ml} \\ \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 5.4 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_u}{q_s} = 0.72$$

moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t \text{ max} = 6.729 \text{ kN.m} \text{ et } M_a \text{ max} = 6.240 \text{ kN.m}$$

III.1.6.1 Etat limite de la compression du béton :

• **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

Ms (KN)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}	Obs.
6.729	3.39	1.56	0.837	15.67	0.0638	131.75	8.406	15	vérifiée

• **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA12 = 1.57\text{cm}^2$.

appuis	Ms (MNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}	obs
C	6.240	2.26	1.046	0.858	20.21	0.049	178.779	8.760	15	vérifiée

III.1.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.6.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6.729}{15 \times 8.38} = 0.053 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- 2) $\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

Avec : $M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 8.38\text{KN.m}$

- 3) $\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- 4)

- h : hauteur totale (20cm)
- l : longueur de la travée entre nus d'appuis
- d : hauteur utile de la section droite
- b0 : largeur de la nervure
- M0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique
- Mt : moment fléchissant maximal en travée
- A : section d'armatures

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

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

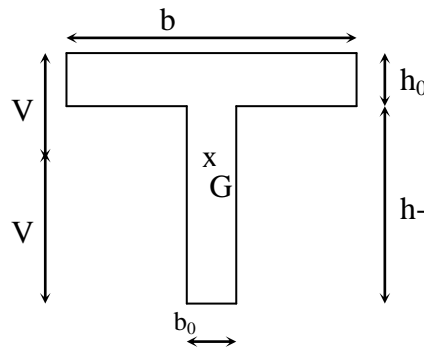


Figure III.1.12 : coupe schématique de la poutrelle

$$f = \frac{M_t s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec : \bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = $3700^3 \sqrt{f_c} 28 = 10818.86 \text{ MPa}$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \cdot f_t 28}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_t 28} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} ;$$

Aire de la section homogénéisée : (n = 15)

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) h_0 + (15 \times A_{st}) = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) = 3739.3 \text{ cm}^2$$

Calcul de V1 et V2 :

$$V1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} = \frac{3739.3}{502.3} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V1^3 + V2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (V1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (V2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times [7,44 + (7,43 - \frac{4}{2})^2] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10259.48 \text{ cm}^4$$

Calcul de : μ ; I_{fv}

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + \frac{3 \times 12}{65} \times 0.0157} = 1.047$$

$$\mu = \max \{ 1 - (1.75 \times ft28 / 4 \times \rho \times \sigma_s + ft28) ; 0 \} = \max \{ 1 - (1.75 \times 2.1 \times 4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1) ; 0 \} = 0.846$$

$$I_{fv} = 1.1 \times I_0 / (1 + \mu \times \lambda \nu) = 1.1 \times 10259.48 / (1 + 0.761 \times 1.096) = 8333.004 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.174 \times 2.1}{10818.865 \times 10^3 \times 8333.004 \times 10^{-8}} = 0.00096 \text{ m} \leq f = \frac{3.60}{500} = 0.0072 \text{ m}$$

.....La flèche est vérifiée

Conclusion :

les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculés à l'Etat limites ultimes sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat limite de service

- Armatures longitudinales :
 - En travée : **3HA 12 = 3.39 cm²**
 - Aux appuis : **2HA 10 = 1.57 cm²**
- Les armatures transversales :
 - Etrier : **2HA8 : 1.01 cm²**

III-2) Calcul des balcons :**III-2-1) Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués

D'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,35m

- Un garde de corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en brique pleine de 10.4cm d'épaisseur L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par:

$$e_p > \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$$

Soit $e_p = 15\text{cm}$

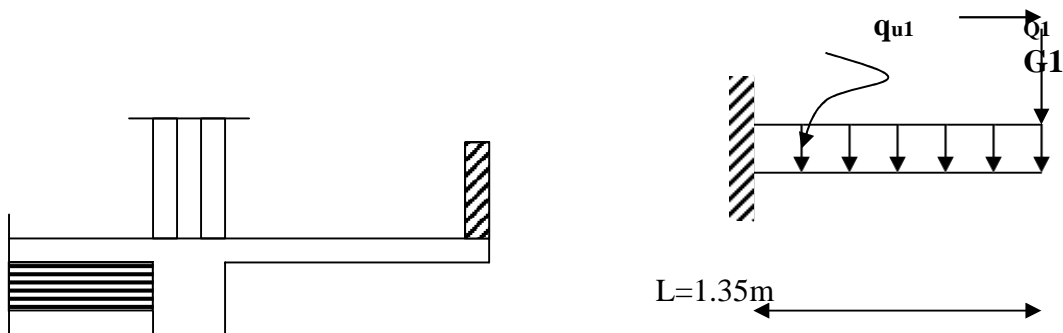


Figure III -2-1: Schéma statique du balcon

qu: charge et surcharge pondérées de la dalle. **Q1:** surcharge du garde-corps.

G1: charge du garde-corps

détermination des charges et sur charges:

Toute l'étude se fera sur une bande de 1m de largeur

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique(kn/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtements en carrelage	0.02	20	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0,4
Couche de sable	0.02	18	0,36
Plancher en dalle pleine	0.15	25	3,75
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Poids total			G1=5,11

Tableau III-2-1 : Les charges permanentes revenant au balcon

Charge G due à la dalle pleine : $G_1 = 5.11 \text{ kn/m}^2$

*Charges permanente du mur :

Poids propre des cloisons extérieures : $G_2 = 1.62 \text{ Kn /m}^2$

*Surcharge d'exploitations :

Charge d'exploitations : $Q_1 = 3.5 \text{ Kn /ml}$

Charge horizontale due à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ Kn / ml}$

Combinaisons de charge :

- *AL'ELU* : $1.35G + 1.5Q$

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q_1)l = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5 = 12.1485 \text{ KN / ml}$$

- *AL'ELS*: $G + Q$

$$Q_{s2} = (G_1 + Q)l_m = (5.11 + 3.5) \times 1 = 8.61$$

KN/ml

$$q_{s2} = G_2 = 1.62 \text{ kn /m}$$

III-2-2- Calcul des moments de l'encastrement :

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est: $M_{qu1} = q_{u1}l^2 / 2$

$$M_{qul} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{12.1485 \times 1.35^2}{2} = 11.07 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est:

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 2.187 \times 1.35 = 2.952 \text{ kN.m.}$$

⇒ Le montant total est : $M_u = M_{qul} + M_{qu2} = 11.07 + 2.952 = 14.022 \text{ kN.m.}$

Effort tranchant :

$$V_u = q_{ul} \times l + q_{u2} =$$

$$12,1485 \times 1,35 + 2,187 = 18,587 \text{ kN.}$$

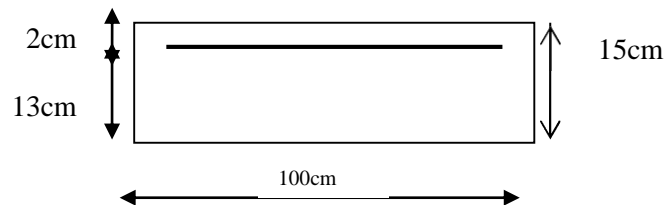


Figure III -2-2: Schéma géométrique de la console

III-2-2-1-Ferraillage à l'ELU :

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_\mu}{bd^2 f_{b\mu}} = \frac{14.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_\mu}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{14.02 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3.195 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-2-2-2-Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL91) :

$$A_{min} = \frac{0.23dbdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{adaptée} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (art 5.2.2/BAEL 91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{\mu} \leq \bar{\tau}_{\mu} \tau_{\mu} \leq \frac{V_{\mu}}{bd} \bar{\tau}_{\mu}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{\mu} = \min(0.15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ; 3.75 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_{\mu} = \frac{18.587 \cdot 1000}{1000 \times 130} = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\mu} = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL91/Art A-2-1)

$$V_{\mu} = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{100 \times 13}{1.15} = 1017.39 \text{ kN}$$

$$V_{\mu} = 18.587 \text{ kN} \leq V_{\mu} = 1017.39 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres

(Art 6.13/BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_{\mu} \leq \bar{\tau}_{\mu}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\mu}}{0.9d \sum \mu_1} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum \mu_1 = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.587 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.843 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

e) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

⇒ Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

⇒ Condition vérifiée.

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4t_s}$$

Avec : $t_s = 0.6 \Psi^2 S f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4t_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$L_s = 50 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$.

III-2-3- Calcul à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$$

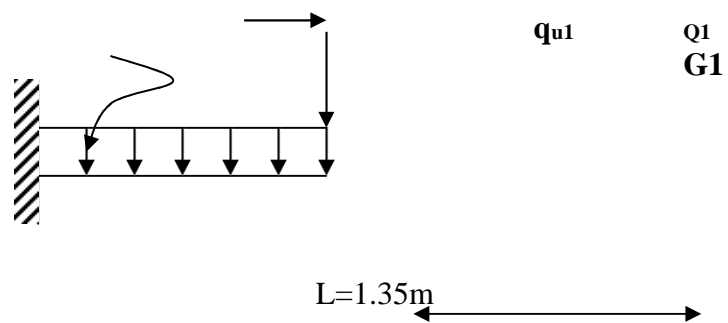


Figure III -2-3: Schéma statique de la console

a. Calcul des efforts internes:

Le moment :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.61 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 10.276 \text{ KNm}$$

$$M_s = 10.276 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8.61 \times 1.35 + 1.62 = 13.244 \text{ kN}$$

Vérification à L'ELS :

a).Etat limite de compression de béton:(Art A 4.5.2/BAEL 91)

- **Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \quad \text{par interpolation} \rightarrow \beta = 0.8995 \rightarrow K_1 = 34.75$$

$$\rho_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A S} = \frac{10.276 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 155.536 \text{ Mpa.}$$

$$155.536 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.536}{34.75} = 4.476 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} =$$

$$15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b).Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\dot{}} = \min \frac{2}{3} f_e; \max 0.5 f_e ; 110 \overline{\tau ft 28} =$$

$$201.63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 155.536 \text{ Mpa (d'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\dot{}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c).Vérification de la flèche : (BAEL99/Art5.6.3)

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

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > 0,0625$ condition vérifiée

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > 0,0625$ condition vérifiée

3. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} 0,010$ condition vérifiée

Remarque :

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

Conclusion :

Le balcon en dalle pleine sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales → **5HA12** ($A = 5.65\text{cm}^2$).
- Armatures de répartitions → **4HA10** ($A = 3.14\text{cm}^2$).

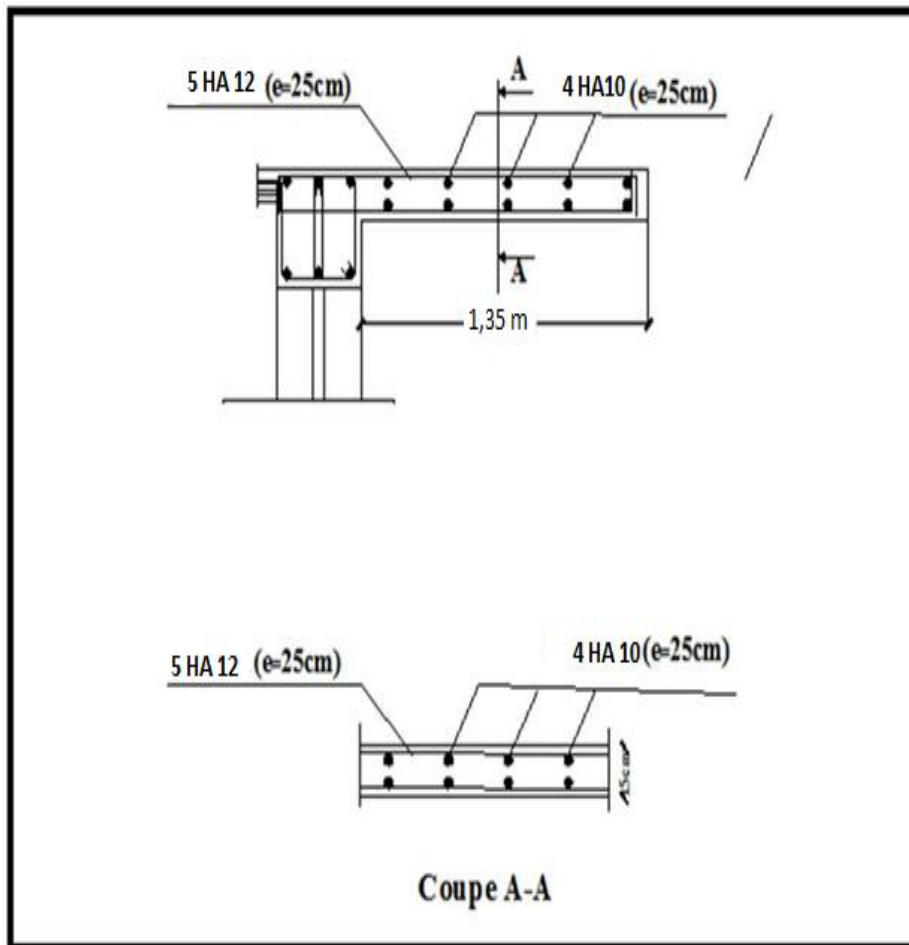
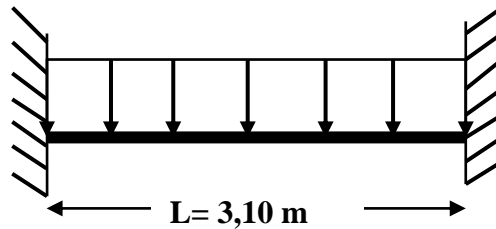


Figure III -2-2: Ferrailage des balcons

III-4-Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles. Dans notre projet sa portée est de 3.10 m.



FigIII-4-1-Schéma statique de la poutre palière

III-4-1-pré dimensionnement :

➤ **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

L : portée maximale entre nu d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \longrightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On opte pour **h = 35cm**

➤ **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

b : largeur de la poutre palière

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour **b = 25cm**

➤ Vérification relative aux exigences du RPA 99 (art 7-5-1.page57) :

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 25\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 35\text{cm}$$

$$\longrightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{35}{25} = 1.4\text{cm} < 4$$

Les conditions de RPA99 sont vérifiées donc la poutre aura pour dimension (bxh)= (25x35).

III-4-2- Détermination des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.19 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } T_v = 49.678 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS: } T_s = 35.868 \text{ KN / ml}$$

III-4-3-Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 2.19 + 34 = 36,9565 \text{ kn / mL}$$

$$q_u = 36.9565 \text{ KN/ml}$$

III-4-4-Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.9565 \times 3.10^2}{8} = 44,3939 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T(x) = -36,9565x + 52,70$$

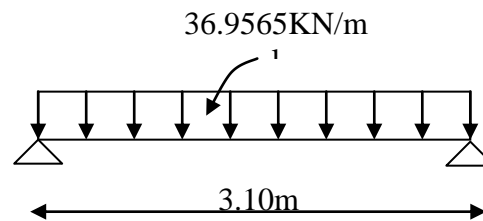


Fig. III.4.2 schéma statique

$$\text{POUR } x=0\text{m} \quad T(x) = 52,70 \text{ kn}$$

$$\text{POUR } x=3,10\text{m} \quad T(x) = -61,865 \text{ kn}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appui : } M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 44,3939 = -13.3181 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 44,3939 = 37.7348 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

36.9565kN/ml

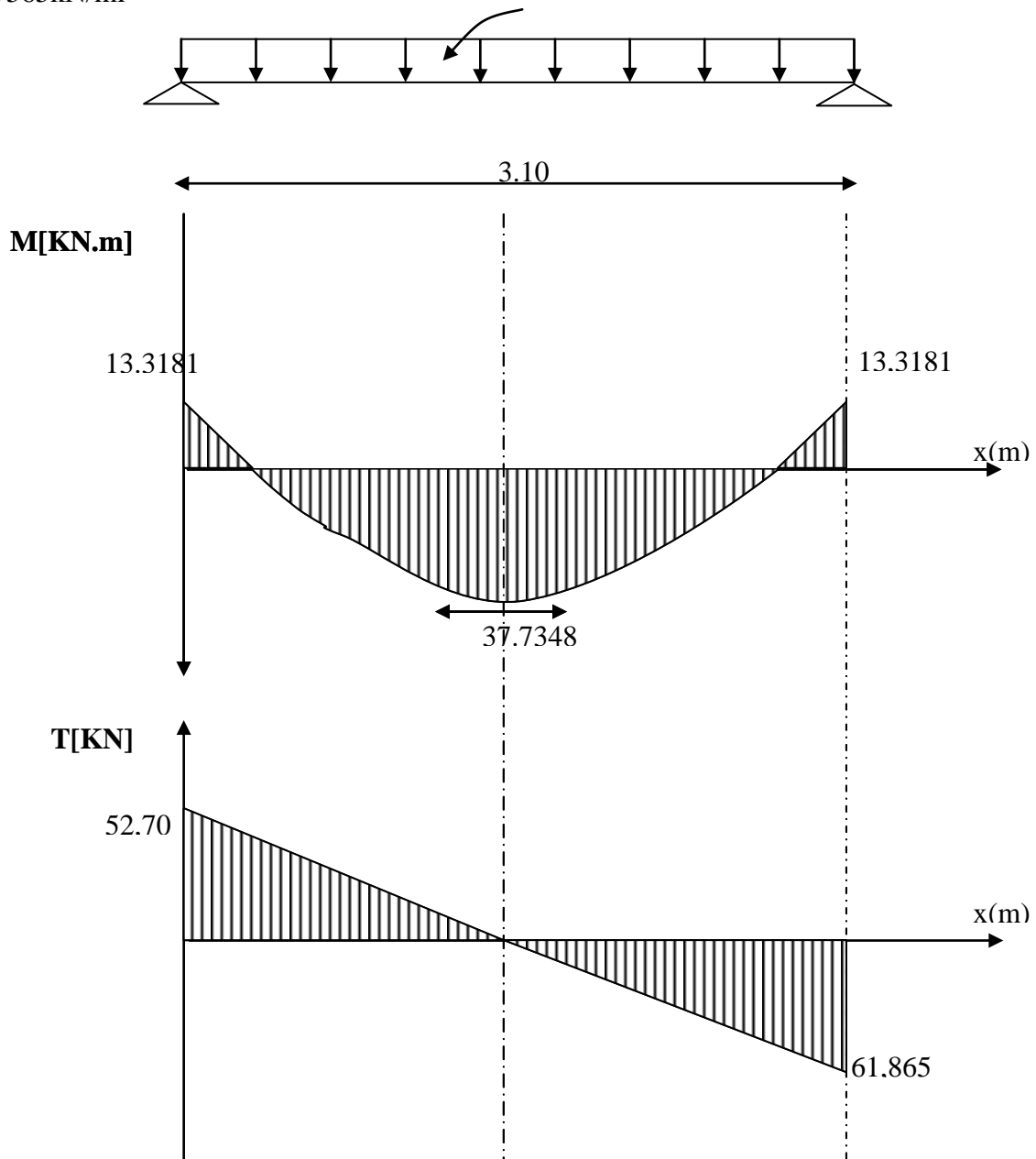


Fig III-4-2-Diagramme du moment et de l'effort tranchant*

III-4-5-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **En travée :**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 53.743 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.7348 \times 1000}{25 \times 33^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0976 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0976 \Rightarrow \beta = 0.9245$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma} = \frac{37.7348 \times 1000}{0.9245 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 3.55 \text{cm}^2$$

Soit : $6 \text{ HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 13.3181 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.3181 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \mu = 0,034 \quad \beta = 0.9745$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.3181 \times 10^3}{0,9745 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1.190 \text{cm}^2$$

Soit

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003) :**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section ,donc ;

$$3,39 + 6,79 = 10,18 \text{ cm}^2 > 0,5 bh / 100 = 4,375 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le **pourcentage total maximum** des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc;

$$10,18 \text{ cm}^2 < 4 bh / 100 = 35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-6- Vérification à l'ELU :à

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

$$A_s \geq A_m$$

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e \rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 33 \times 2,3 / 400 = 0,996 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3,39 > 0,996 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6,79 > 0,996 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration préjudiciable :

$$T_u = \frac{Vu}{b \times d} = 52.70 \times 1000 / 250 \times 330 = 0,639 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{52,70 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.639 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [A.6.1.3 BAEL 91] :

On doit vérifier :

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

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 10) = 94.20 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{52,70 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.10} = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis [A.6.1.23 BAEL 91] :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \text{ Donc on adopte } L_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

Soit un crochet de 20 cm.

e) Diamètre des armatures transversales [A.7.2, 2 BAEL 91] :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(12, 25, 10) = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on adopte $4HA8=2.01\text{cm}^2 \rightarrow$ (1 cadre + 1 étrier) $\varnothing 8$

f) Espacement des barres Art 7.5.2.2/RPA99:

BAEL 91 (A ,5,1,22)

$$S_t \leq \min \{0,9d,40\text{cm}\} = \min\{28,8 : 40\text{cm}\} = 28,8\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$

(RPA 99.A.7.5.2.2)

$$A_t \geq 0,003 .S_t .b \rightarrow S_t \leq A_t / 0,003 \times b = 2,01 / 0,003 \times 25 = 26,8\text{cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varphi\right) = \min(8,75, 14,4, 4) = 8,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$, Soit : $S_t = 15\text{cm}$.

III-4-7-Calcul a L'ELS :

$$Q_s = (G + R_{AS}) = (2,19 + 38,107) = 40,297\text{KN/ml}$$

$$q_s = 40,297\text{KN/ml}$$

➤ **Calcule des efforts internes :**

$$\text{Rèaction d'appuis : } R_A = R_B = q_s l / 2 = 60,460 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = -40,29x + 60,460$$

$$\text{Pour : } x = 0 \rightarrow T(x) = 60,460 \text{ KN}$$

$$\text{Pour : } x = 3,10 \text{ m} \rightarrow T(x) = -64,439 \text{ KN}$$

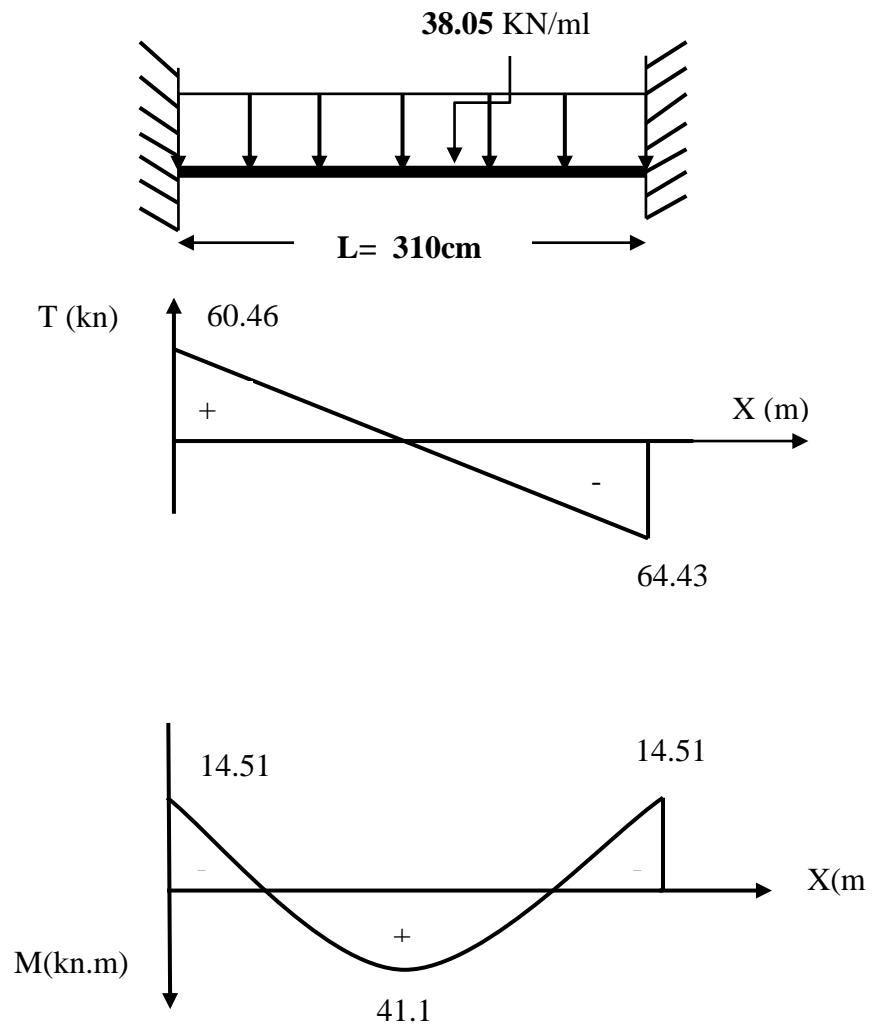
Moments fléchissant :

$$M_O = M_{\max} = q_s \times l^2 / 8 = 48,39 \text{ KN .m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -14,517\text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 41,131\text{KN.m}$$



FigIII-4-3 Diagramme des efforts internes a L'ELS

III-4-7-2-Vérification a L'ELS:

a)Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (A.4.5.2 BAEL 91):

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

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.79}{25 \times 33} = 0.823 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 23.46 \\ \beta_1 = 0.870 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{41.131 \times 10^6}{0.870 \times 330 \times 6.79 \times 10^2} = 262.289 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 11.18 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41 \implies \begin{cases} k_1 = 35.50 \\ \beta_1 = 0.901 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.51 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 143.948 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.054 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{35}{310} = 0.112 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \implies \frac{35}{310} = 0.112 > \frac{41.131}{10(48.39)} = 0.084 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.62}{f_e} \implies \frac{6.79}{25 \times 33} = 0.00823 < \frac{4.62}{400} = 0.01155 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

A) Diagramme des efforts internes à l'ELS :

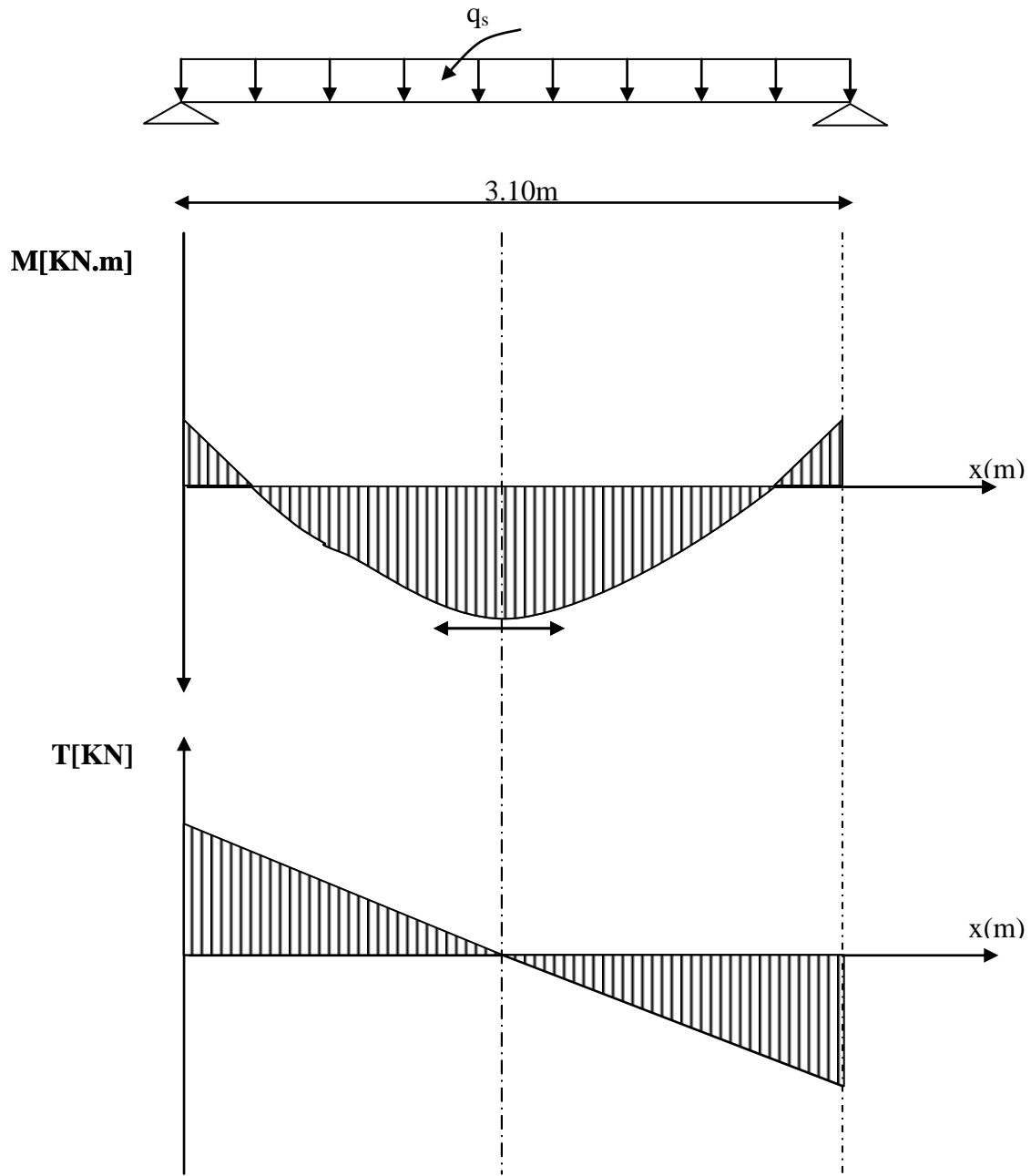
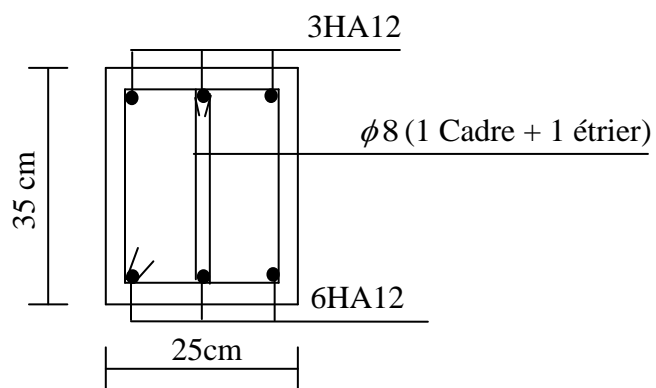
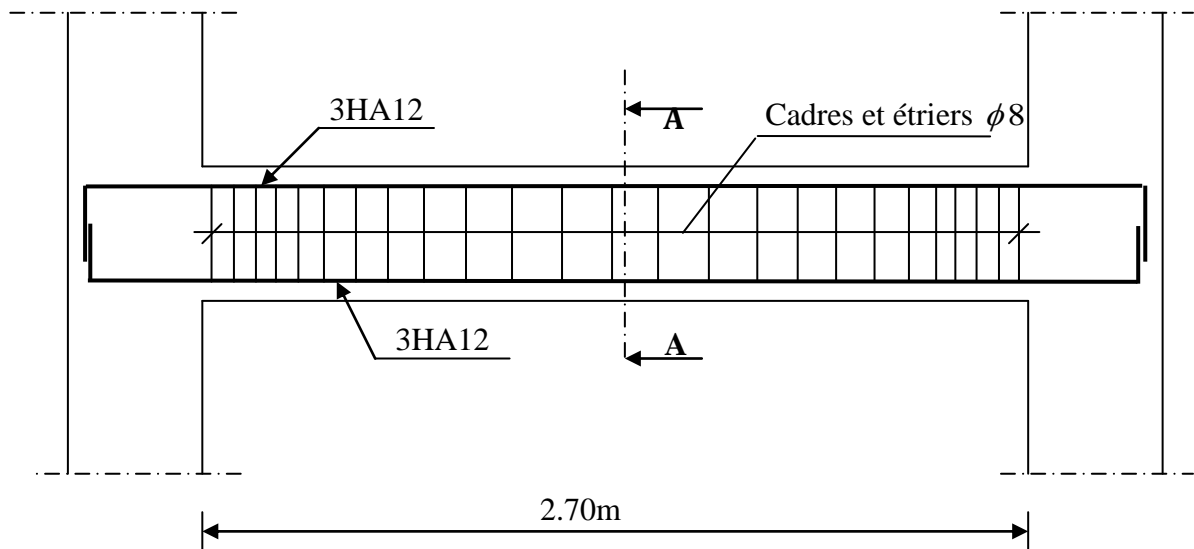


Fig III-4-5 Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

Plan de ferrailage de la poutre palière :



Coupe A-A

III.2 ESCALIERS

1. Définitions :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

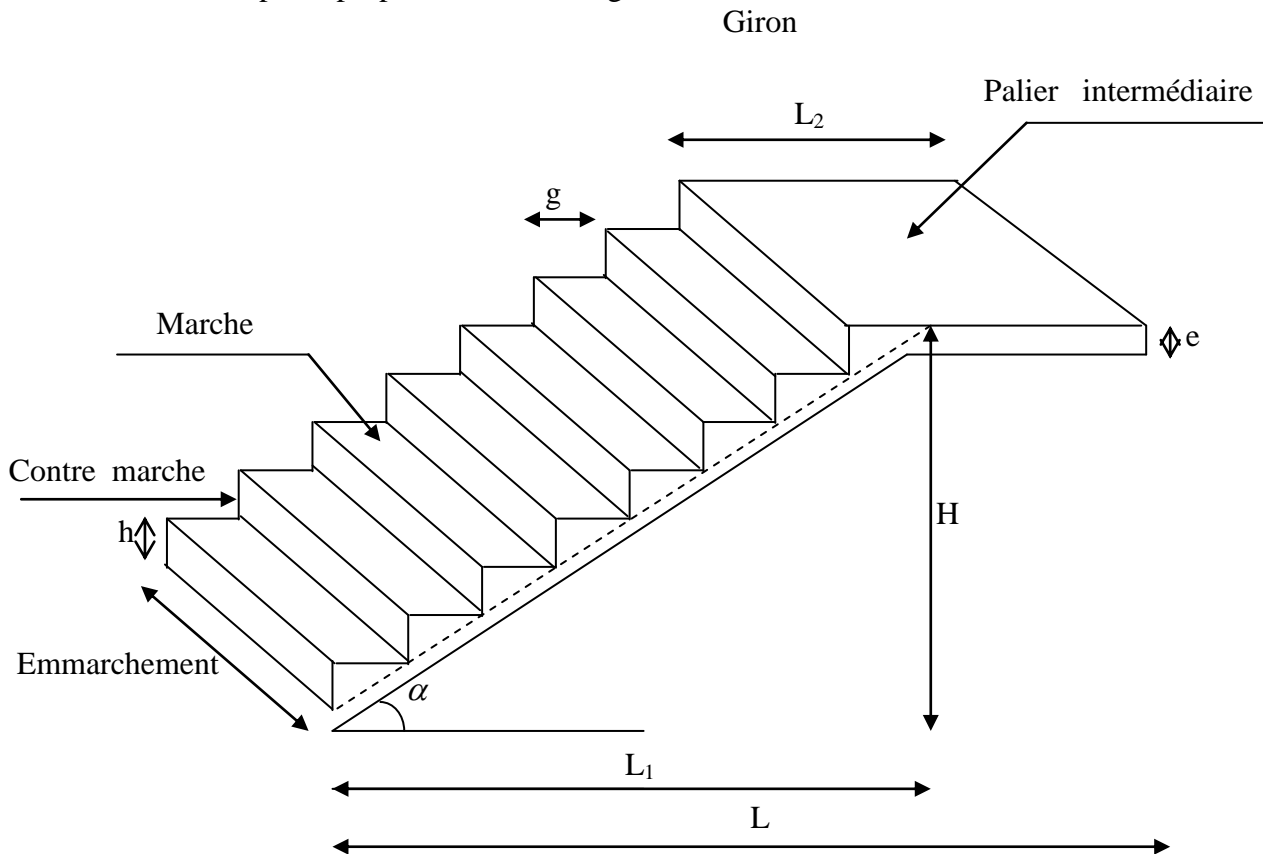


Fig.III.2.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement(E)** : représente la largeur de la marche.

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

2. Dimensions des escaliers :

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

$$0,6 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,6 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm**.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marches.}}$$

b. Nombre de marches

$$M = n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$$

c. Emmarchement

$$E = \mathbf{1,55m.}$$

d. calcul de giron:

il est calculé comme suite :

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30cm}$$

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = (2 \times 17) + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \mathbf{La relation est vérifiée}$$

e. Étude de la paillasse :

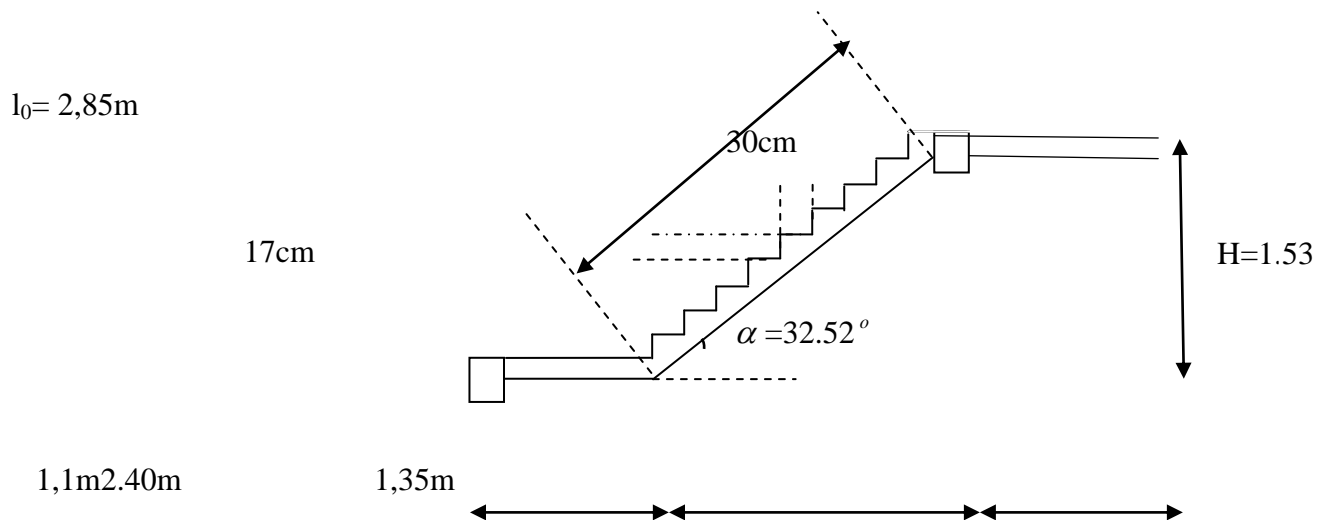


Fig III-3-2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

La profondeur du palier de repos $l_2 = 1,35\text{m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \quad \longrightarrow \quad \alpha \cong 32,52^\circ$$

➤ Calcul de la longueur réelle de la paillasse :

$$l_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,52} = 2,85\text{m}$$

$$L_0 = l_0 + l_2 = 2,85 + 1,35 = 4,2\text{m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20} \quad \longrightarrow \quad 14\text{cm} \leq e_p \leq 21\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

3. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse nous pourrions admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul alors se fait pour une bande de 1 ml de largeur de projection horizontale et d'une longueur $L = 2,40 + 1,35 = 3,75\text{m}$ et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

1) Charges permanentes

▪ Volée

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Garde corps	/	/	0,2
Paillasse	Ep/cosa	25	4,45
G_{tot}=			8,295

Tableau III.1.1: Charges permanentes de la volée

▪ Le palier

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,2	25	5
G_{tot}=			6,52

Tableau III.2.2 : Charges permanentes de palier

2) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul a l'ELU :

a. Combinaison de charge

✓ Palier

$$q_{\text{up}} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,552 \text{ KN/ml}$$

✓ Volée

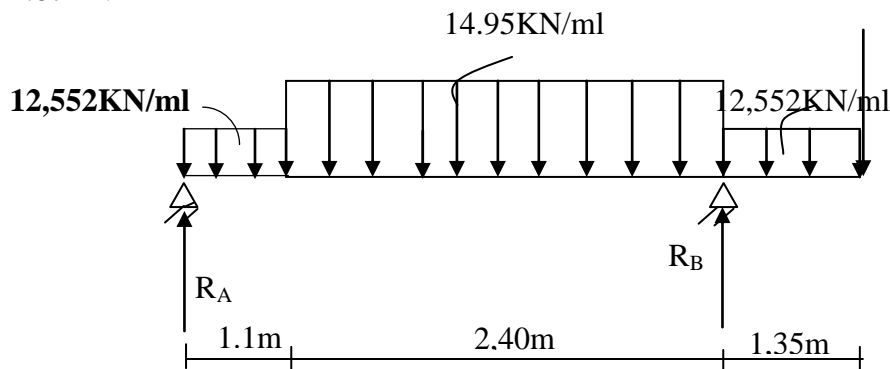
$$q_{\text{uv}} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 8,295 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 14,95 \text{ KN/ml}$$

poind du mur extérieur :

$$q_{\text{u}}^{\text{mur}} = 1,35 q_{\text{mur}} = 1,35 \times 2,36 \times 1,53 = 4,87 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :

4.87KN

**Fig III-3-3 : Schéma statique à l'ELU**

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 12,552 \times 1,1 + 14,95 \times 2,4 + 12,552 \times 1,35 + 4,87 = 66,63 \text{ KN}$$

$$R_A = 66,63 - R_B$$

$$\Sigma M / A = 0$$

$$3,5 R_B - 12,552 \times 1,35 \times (4,85 - \frac{1,35}{2}) - 14,95 \times 2,4 \times (\frac{2,4}{2} + 1,1) - 12,552 \times$$

$$2 \times (\frac{1,1^2}{2}) - 4,87 \times 4,85 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 52,70 \text{ KN}$$

$$R_A = 66,63 - R_B = 66,63 - 52,70 \quad R_A = 13,93 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,1 \text{ m}$:**

$$T_y = 13,93 - 12,552x \quad \begin{cases} T_y = 13,93 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 0,12 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,552 \frac{x^2}{2} + 13,93x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 7,73 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $1,1 \leq x \leq 3,5\text{m}$:

$$T_y = -12,552 \times 1,1 - 14,95(x - 1,1) + 13,93$$

$$M_z = \begin{cases} 7,72\text{KN.m} & \text{pour } x = 1,1\text{m} \\ -35,03\text{KN.m} & \text{pour } x = 3,5\text{m} \end{cases}$$

$$M(x) = 13,93x - (12,552 \times 1,1)(x - 1,1/2) - 14,95 \times (x - 1,1)^2 / 2$$

➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35\text{m}$:

$$T_y(x) = 4,87 + 12,552x \quad \left. \begin{array}{l} T_y = 4,87\text{KN} \\ T_y = 21,81\text{KN} \end{array} \right\} \text{pour } \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 1,35\text{m} \end{array}$$

$$M(x) = -4,87x - (12,552x \times x/2) \quad \left. \begin{array}{l} M_z = 0 \\ M_z = -18,01\text{KN.m} \end{array} \right\} \text{pour } \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 1,35\text{m} \end{array}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M(x)=\max$:

$$M(x) = -12,552 \frac{x^2}{2} + 13,93x$$

$$T(x) = 0 \leftrightarrow 12,552x - 13,93 = 0$$

$$x = 1,11\text{m} \leftrightarrow M(1,11) = 7,73\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -2,32\text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 6,58\text{KN.m}$

5. Ferrailage

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une section de (1m^2) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b=100\text{cm}, \quad h=15\text{cm}, \quad d=13\text{cm}, \quad c=2\text{cm}, \quad h = d + c$$

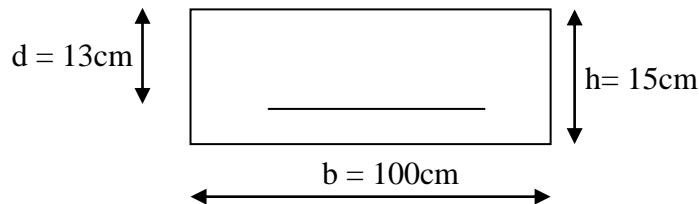


Fig.III.2.5 Section droite de la paillasse à étudié

Armatures principales :

➤ Aux appuis

Armatures principales

Nous avons aux $M_u^a = 2,32 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2320}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,010\beta_u = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2320}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,515\text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 ($A_a = 4,52\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 ($A_t = 3,14\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **En travées :**

Armatures principales

$$M_u^t = 6,58 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6580}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6580}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,48 \text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2$$

On opte pour 4HA12 ($A_r = 4,52 \text{cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{cm}$.

6. Vérifications à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité**(BAEL 91 modifié 99, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{100 \times 13}{1000} = 1,3 \text{cm}^2 ; 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{cm}^2 \right\}$$

$$A_{\min} = 1,569 \text{cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{cm}^2$

- En travées : $A_t = 5,65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{cm}^2$

La condition est vérifiée

✓ **Espacement des barres :**• **Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 20\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$ } $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ → **condition vérifiée.**

• **Armatures de répartition**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ → **condition vérifiée.**

✓ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :**

$$T_{u \max} = 13,93\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{13930}{1000 \times 130} = 0,107\text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,107\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{f_u} = \frac{13930}{348 \times 100} = 0,40\text{cm}^2$$

$$A_s = 0,4\text{cm}^2 < A_a = 4,52\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte d'adhérence e (BAEL 91, Art A.6.1.3) t d'entrainement des barres**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4\text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{13930}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,632\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,632\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

Forfaitairement : $L = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] 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 0.4 L_s pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2\text{cm} \quad L = 20\text{cm}$$

7. Calcul a l'ELS

a. Combinaison de charge

- Palier :

$$q_{sp} = G_p + Q = 6,52 + 2,5 = 9,02\text{KN/ml}$$

- Volée :

$$q_{sv} = G_v + Q = 8,295 + 2,5 = 10,795\text{ KN/ml}$$

b. Calcul des réactions aux appuis

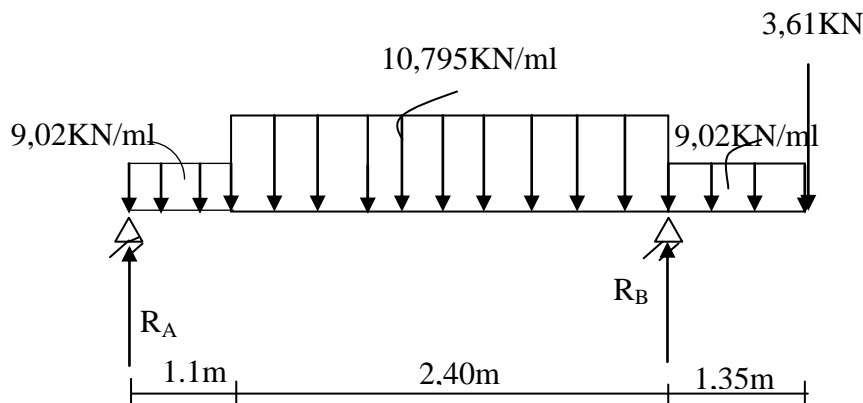


Fig III-3-3 : Schéma statique à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = 3,5 R_B - 9,02 \times \left(\frac{1,1^2}{2}\right) - 10,795 \times 2,4 \times \left(1,1 + \frac{2,4}{2}\right) - 9,02 \times 1,35 \times \left(\frac{1,35}{2} + 3,5\right) - 3,61 \times 4,85 = 0$$

$$\Sigma M/A = 3,5 R_B - 5,457 - 59,59 - 50,83 - 17,50 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_B = 38,107 \text{ KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (10,795 \times 2,40) + (9,02 \times 1,1) + (9,02 \times 1,35) + 3,61 = 0$$

$$R_A = 51,617 - R_B = 51,617 - 38,107 \quad R_A = 13,51 \text{ KN} \longrightarrow$$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants

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

$$T_y = -9,02x + 13,51 \quad \begin{cases} T_y = 13,51 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 3,59 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,02 \frac{x^2}{2} + 13,51x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 8,05 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $1,1 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$:

$$T_y = -9,02 \times 1,1 - 10,795(x-1,1) + 13,51 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 1,1 \text{ m } x = 1,1 \text{ m} \\ M_z = -13,07 \text{ KN.m } \text{ pour } x = 3,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T_y = -22,32 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 3,5 \text{ m}$$

$$M(x) = 13,51x - (9,02 \times 1,1)(x - 1,1/2) - 10,795 \times (x-1,1)(x-1,1)/2$$

➤ **3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$:**

$$T_y(x) = 3,61 + 9,02x \quad T_y = 3,61 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 15,79 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1,35 \text{ m}$$

$$M(x) = -3,61x - (9,02x \times x/2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = -13,09 \text{ KN.m } \text{ pour } x = 1,35 \text{ m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M(x)=\max$:

$$M(x) = -9,02 \frac{x^2}{2} + 13,51x$$

$$T(x) = 0 \leftrightarrow 9,02x - 13,51 = 0$$

$$x = 1,49 \text{ m} \leftrightarrow M(1,49) = 10,12 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -3,036 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 8,602 \text{ KN.m}$

8. Vérifications à l'ELS :

1) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

➤ **Armatures longitudinales**

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6600}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,016\beta_1 \longrightarrow = 0,8243$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6600}{0,8243 \times 17 \times 348} = 1,353 \text{cm}^2$$

$$A_a < 3,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- En travée

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18700}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,0455 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0455\beta_1 = 0,762$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18700}{0,762 \times 17 \times 348} = 4,148 \text{cm}^2$$

$$A_t < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

- En travées :

$$M_t = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 10,12 = 8,602 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{cm}^2$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho_1 = 0,435 \longrightarrow \beta_1 = 0,8995 ; K_1 = 34,75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,602 \times 10^3}{5,65 \times 0,8995 \times 13} = 130,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 130,2 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{130,2}{34,75} = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \cdot M_z^{\max} = 0,3 \times 10,12 = 3,036 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \longrightarrow \beta_1 = 0,9085 ; K_1 = 39,65$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,036 \times 10^3}{4,52 \times 0,9085 \times 13} = 56,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56,88 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{56,88}{39,65} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{ moment max en travée.}$$

M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures}$$

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$- \frac{h}{L} = \frac{0,15}{3,5} = 0,0428 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{h}{L} = 0,0428 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,602}{10 \times 10,12} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

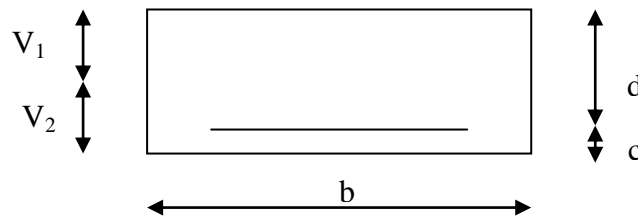


Fig.III.2.8 section droite des escaliers.

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7\text{mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

\bar{f} : flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

S_{xx} : moment statique,

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^2$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21$$

Alors :

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$= \frac{100}{3} (7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,65 (7,21 - 3)^2 = 29753,27 \text{ cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,795 \times 10 \times 350^4}{384 \times 10818,86 \times 10^2 \times 29753,27} = 0,66 \text{ cm}$$

Donc : $f = 6,6 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

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

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- En travée :

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 4HA12 espacement = 25 cm.

- Aux appuis :

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

Chapitre IV :

Modélisation et Vérifications

IV-Introduction:

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel .

IV .1 .Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis).

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2.Description du 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 avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant

différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment(plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,SAP2000).

VI.3.Choix de la Méthode de calcul:**✓ Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale:

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe:**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

- **Hypothèses de calcul:**

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans(vis-à-vis des déplacements horizontaux).

- **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique:**

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA99 version 2003/Art3.2)**.
- ✓ Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) (tableau4.7)
- ✓ La structure se trouve dans une zone de forte sismicité **ZoneIIa**.
- ✓ La structure à étudiée fait **22.6 m** de hauteur(RDC+5étages+s-sol)

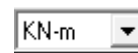
IV .5.Etapes de modélisation :

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

- **Choix des unités:**

On choisit l'unité de système c'est KN-m

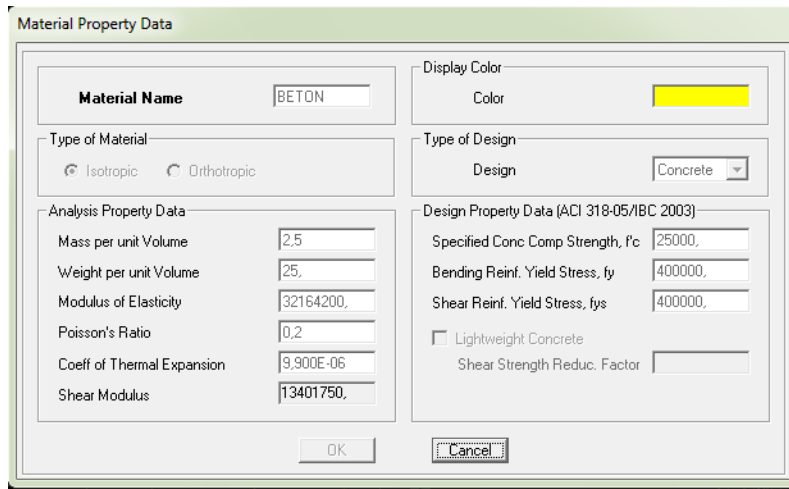


- **Géométrie de base**

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre des étages.

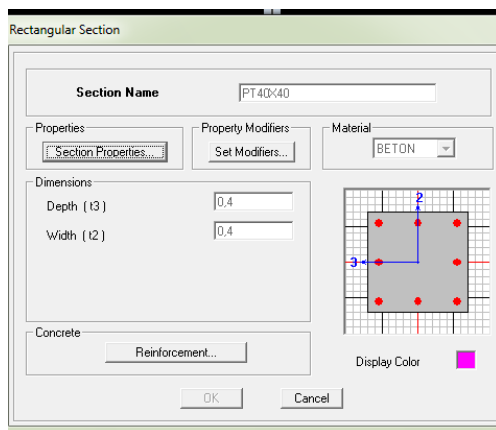
a) Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.



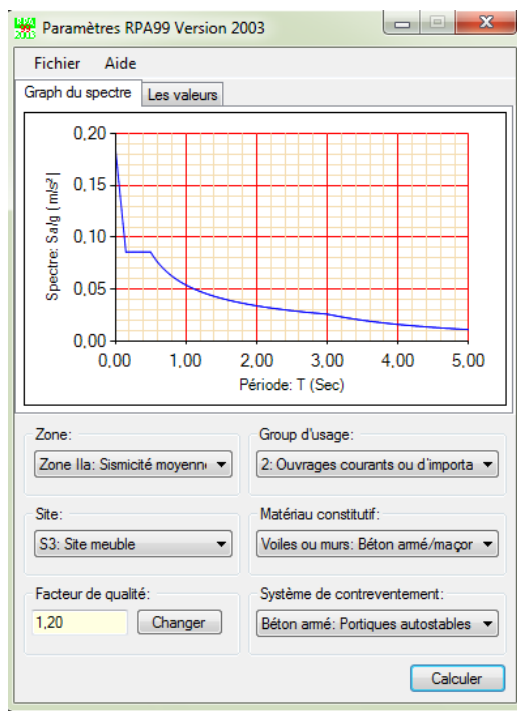
a) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, Poteaux, dalle,voile...)



a) Quatrième étape : Charge dynamique(E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse dans le logiciel RPA99 Après avoir introduit les données dans ce logiciel on injecte le spectre dans ETABAS



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E(séisme)

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

➤ définir les charges:

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

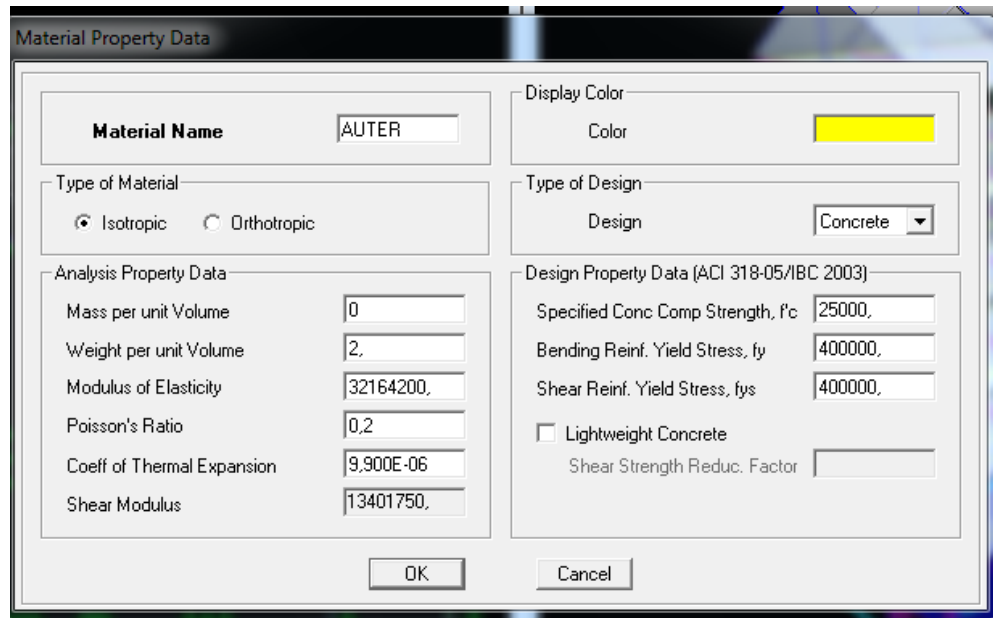
❖ Charges statiques (G etQ)



La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharge d'exploitation (Q)

B) Cinquième étape :chargement

- Pour le chargement des poutres principales j'ai utilisée la méthode bardage

Le bardage : c'est un panneau virtuelle qui n'épissure ni matériaux

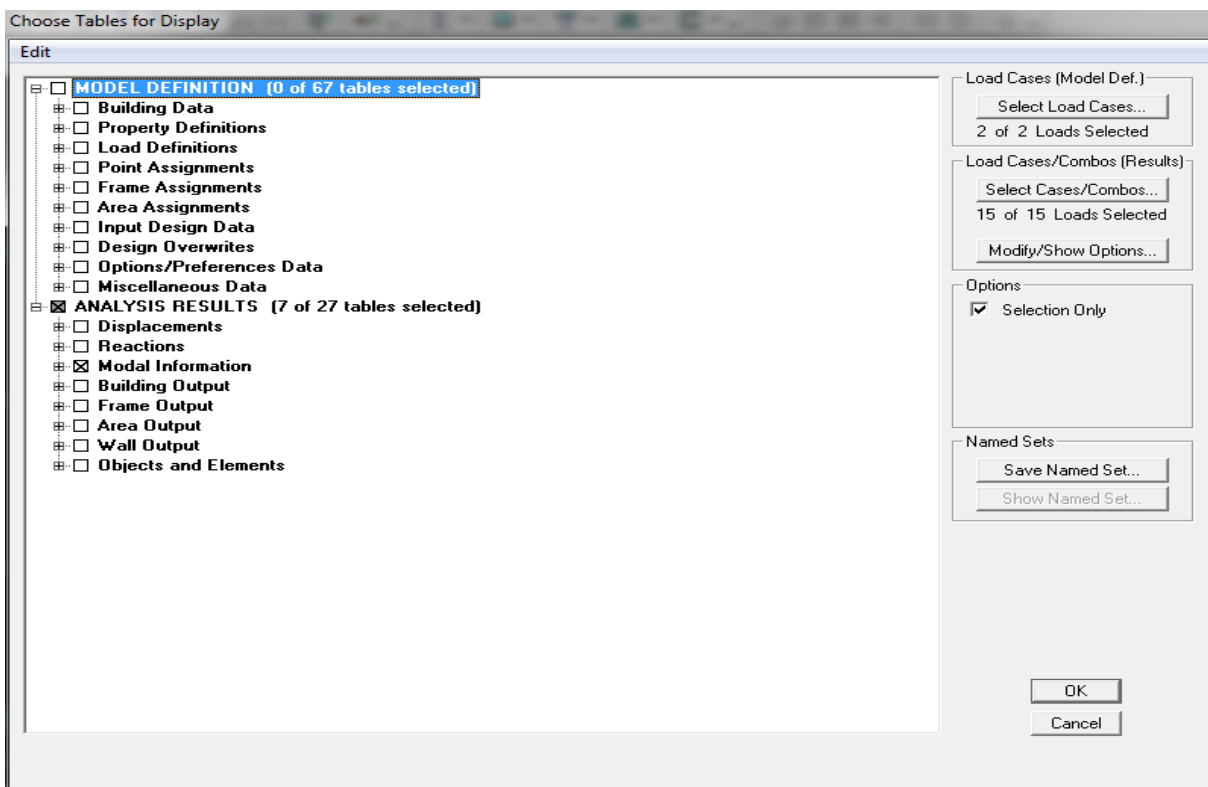
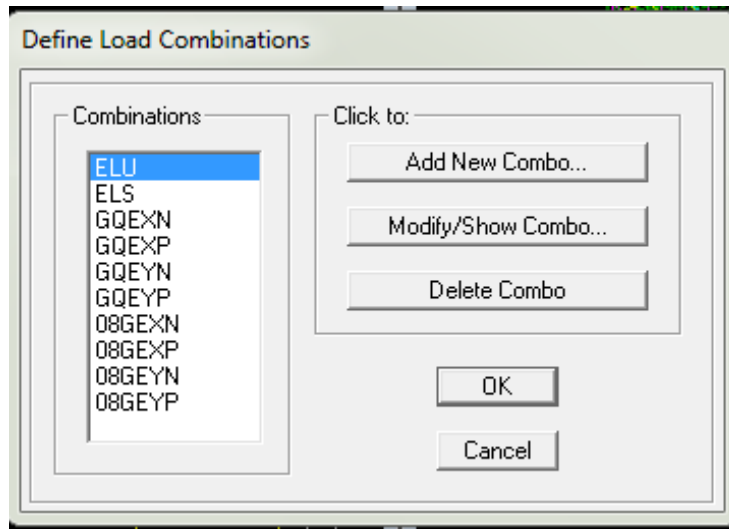


- Pour le Chargement les poutres secondaire on utilise cette icone  après la sélection
- Pour l'application des charges sur les panneaux (les dalles plein, le bardage) on utilise cette icône 

Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action:

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- ❖ **Combinaison aux états limites:**
 ELU : $1.35G+1.5Q$ ELS : $G+Q$
 Poids: $G+0.2Q$
 $G+Q \leq x$
 $G+Q \leq y$
 $0.8G \leq x$
 $0.8G \leq y$



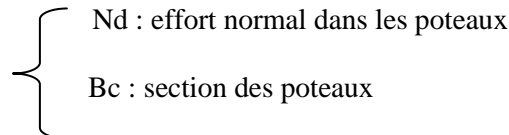
IV.4 Vérification RPA :

III. 4.2 spécification pour les poteaux :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.3 \quad (\text{art: 7.1.3.3 RPA})$$

Avec :



Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section par logiciel on suit les étapes suivant :

❖ Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

✓ Poteau 35x35 : (RDC)

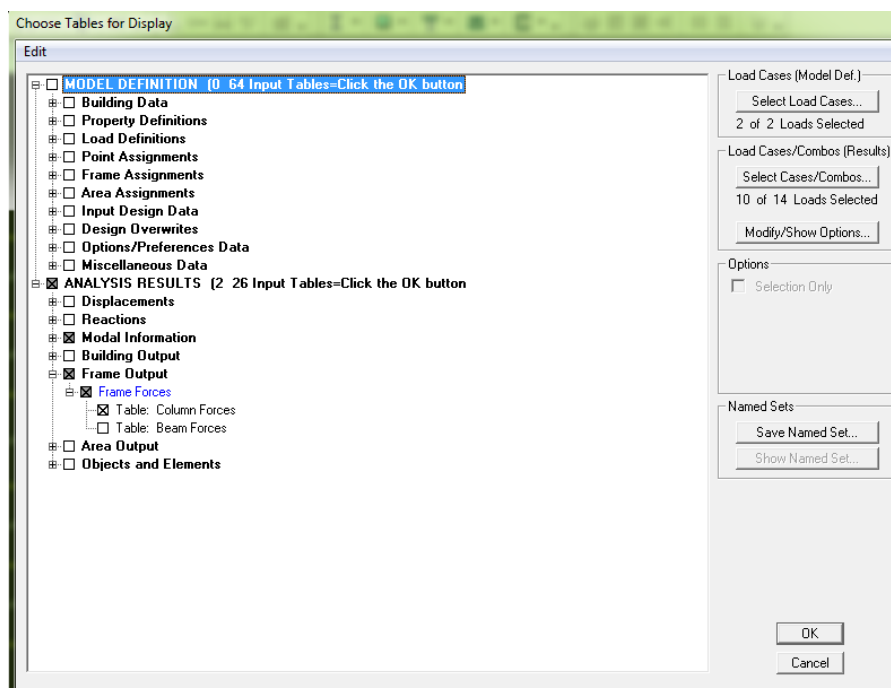
✓

Display show table → →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Fore → Table : Colum force

Puis on définit les combinaisons $G+Q\pm E$ et $0.8 \times G \pm E$ en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Puis on clique : **OK** → **OK**
 Les résultat s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ETAGE 2	C1	G	0,000	-111,27	-1,25	-1,91	-0,083	-1,62
	ETAGE 2	C1	G	1,355	-105,85	-1,25	-1,91	-0,083	0,96
	ETAGE 2	C1	G	1,530	-105,15	-1,25	-1,91	-0,083	1,29
	ETAGE 2	C1	G	1,530	-101,63	-1,25	0,63	0,083	0,60
	ETAGE 2	C1	G	2,710	-96,91	-1,25	0,63	0,083	-0,14
	ETAGE 2	C1	Q	0,000	-81,06	-0,63	-1,23	-0,046	-1,02
	ETAGE 2	C1	Q	1,355	-75,64	-0,63	-1,23	-0,046	0,64
	ETAGE 2	C1	Q	1,530	-74,94	-0,63	-1,23	-0,046	0,86
	ETAGE 2	C1	Q	1,530	-73,48	-0,63	0,59	0,046	0,50
	ETAGE 2	C1	Q	2,710	-68,76	-0,63	0,59	0,046	-0,19
	ETAGE 2	C1	EX	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EX	1,355	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EX	1,530	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EX	1,530	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EX	2,710	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EY	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EY	1,355	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
	ETAGE 2	C1	EY	1,530	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max et on trouve que la condition n'est pas vérifiée car :

$$v = \frac{Nd}{Bcfc28} > 0,3 \rightarrow C.V$$

Donc il faut redimensionner les poteaux

On opte pour une section de (40x40) qui donne l'effort Nd qui vaut :

$$Nd = 1083.31 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1083.31}{0.3 \times 2.5} = 1444.41 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } Bc = (38.005 \times 38.005) < (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

Les sections de poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

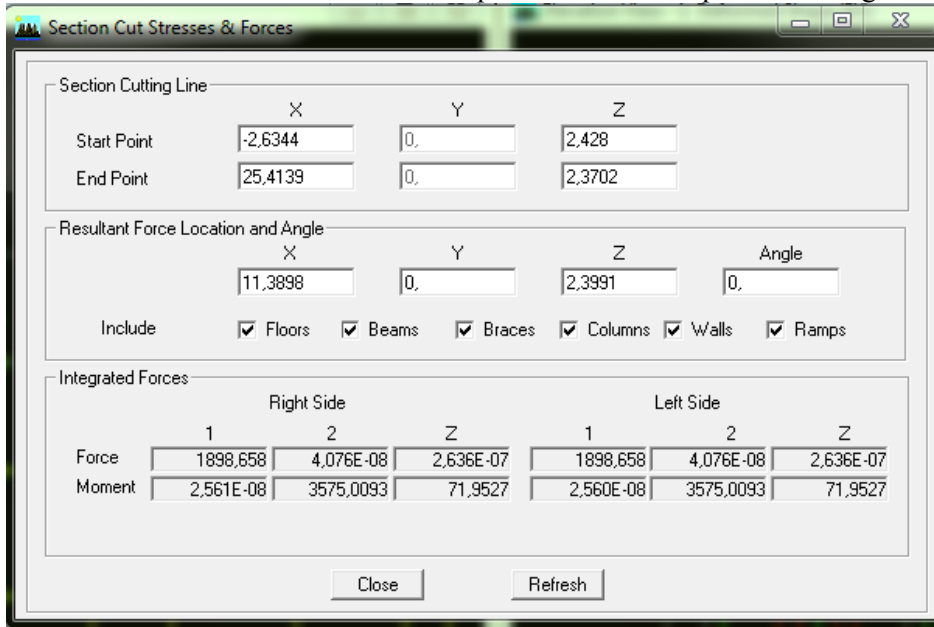
Etage	Section
Sous -sol	45x45
RDC+Et1+Et2	40x40
Et3+Et4	35x35
Et5	30x30

Tableau1 : sections des poteaux adoptées

IV.4.3 Type de contreventement (justification du type e contreventement) :

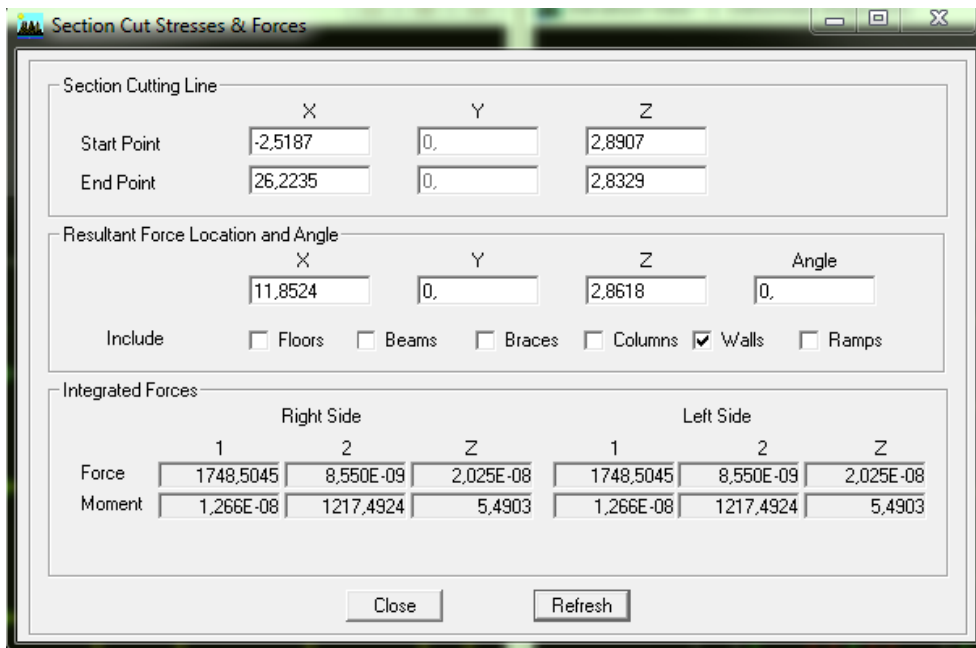
Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **SectionCut** » On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison G Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite , on clique sur **Refresh**on relève la valeur sur la case (Force) : C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois .

Puis on décoche les cases **columns, floor,beams,braces,ramps** et on clique sur **Refresh**comme indiqué sur l'image :



En fin on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles . de même pour le sens transversal , il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (**Force-2-**) . Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z-**)

On obtient les résultats suivant :

a. Charge sismiques reprise par les portiques :

Sens xx :7.93%

Sens yy : 7.88%

b. Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx :92.08%

Sens yy : 92.20%

c. Charges verticales reprise par les voiles : 45.12%

Conclusion :

Selon les résultats présentés , on voit que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles . dans ce cas notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles D’après l’article 3.4 du RPA99 prescrit pour ce système de contreventement les recommandations suivantes

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales , proportionnellement à leur rigidité relative , ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux donc : $R=3.5$ ce qui nous amène à changer le spectre et l’introduire sur ETABS , puis refaire l’analyse.

IV .4.4 vérification de la période empirique :

➤ **Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesuré en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction de système de contreventement par le tableau 4.6(Art 4.2.4 RPA99/V2003)
- $T_1 = 0.05 \times (22.68)^{3/4} = 0.52s$

- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.67 \text{ s}$$

- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

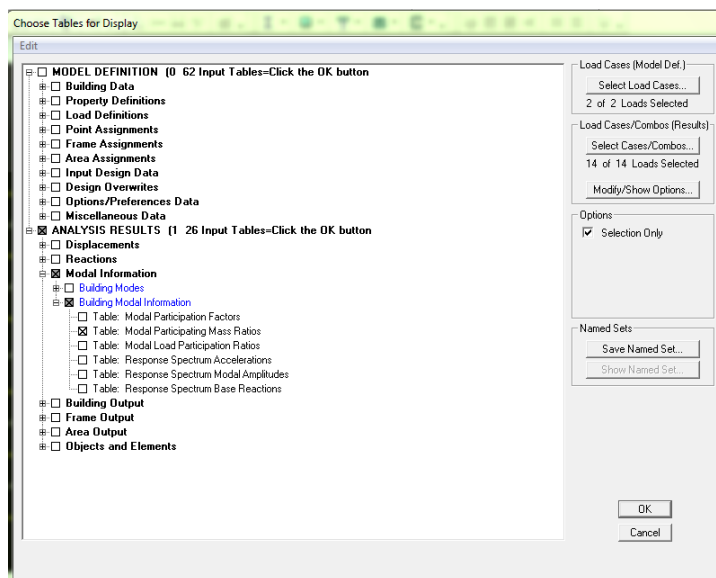
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS , on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display show tables**

Un tableau s'affichera , et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal information**

→ **Modal participating Mass Ratios**

Puis en défini toute les combinaisons en cliquant sur : **Select cases /combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,430961	77,4049	0,0000	0,0000	77,4049	0,0000	0,0000	0,000
2	0,359684	0,0000	72,2157	0,0000	77,4049	72,2157	0,0000	98,61E
3	0,290502	0,0057	0,0000	0,0000	77,4106	72,2157	0,0000	0,000
4	0,119831	12,8563	0,0000	0,0000	90,2669	72,2157	0,0000	0,000
5	0,083114	0,0000	18,1592	0,0000	90,2669	90,3748	0,0000	1,103
6	0,068785	0,0012	0,0000	0,0000	90,2682	90,3748	0,0000	0,000
7	0,056273	5,3806	0,0000	0,0000	95,6488	90,3748	0,0000	0,000
8	0,036709	0,0000	6,1033	0,0000	95,6488	96,4781	0,0000	0,227
9	0,033526	3,0020	0,0000	0,0000	98,6508	96,4781	0,0000	0,000
10	0,030471	0,0012	0,0000	0,0000	98,6519	96,4781	0,0000	0,000
11	0,023663	1,1371	0,0000	0,0000	99,7890	96,4781	0,0000	0,000
12	0,022939	0,0000	2,6671	0,0000	99,7890	99,1453	0,0000	0,041
13	0,018814	0,0000	0,0000	0,0000	99,7890	99,1453	0,0000	0,000
14	0,017982	0,1880	0,0000	0,0000	99,9770	99,1453	0,0000	0,000
15	0,017115	0,0000	0,7413	0,0000	99,9770	99,8866	0,0000	0,007
16	0,014911	0,0229	0,0000	0,0000	99,9999	99,8866	0,0000	0,000
17	0,013892	0,0001	0,0000	0,0000	100,0000	99,8866	0,0000	0,000
18	0,013740	0,0000	0,4006	0,0000	100,0000	99,8870	0,0000	0,000

- La période ETABS est : $T_{etabs}=0.43$ s
On remarque que : $T_{maj} > T_{etabs}$

IV.4.5 vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (Art 4.3.7 RPA 99V2003) , dans le cas ouest il procédé à une analyse tridimensionnelle , en plus de l'excentricité théorique calculé , une excentricité additionnelle égale à $\mp 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L$
Tel que : CM : centre de masse
CR : centre de rigidité

➤ **Excentricité calculé :**

- ✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\%L_x = 0.05 \times 18.45 = 0.92m$$

- ✓ Sens transversale (y-y) :

$$e_x \leq 5\%L_y = 0.05 \times 23.68 = 1.184m$$

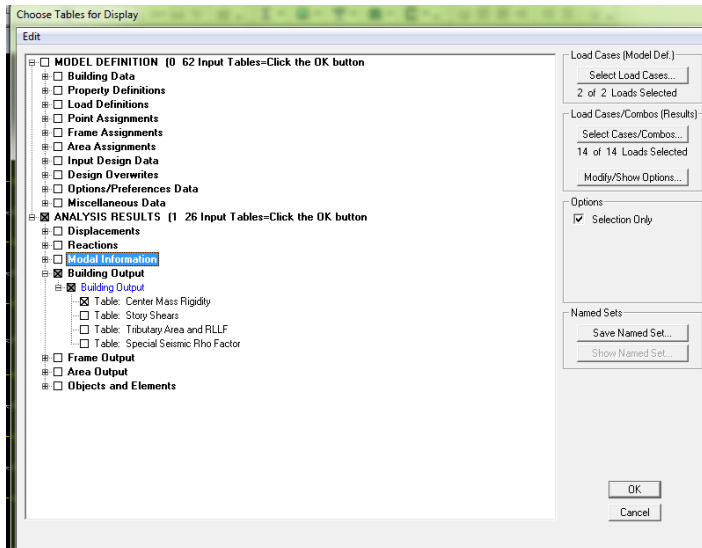
-Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera on coches les cases suivantes :

Analyse results → building output → Table : center Mass rigidity

Puis on défini toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases /combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	DSS	182,0314	182,0314	11,650	8,910	182,0314	182,0314	11,650
SOUS-SOL	DSS	203,4605	203,4605	11,650	8,894	385,4919	385,4919	11,650
ETAGE 1	D2	171,2495	171,2495	11,650	9,037	171,2495	171,2495	11,650
ETAGE 2	D3	177,0483	177,0483	11,650	9,037	177,0483	177,0483	11,650
ETAGE 3	D4	183,0182	183,0182	11,650	8,998	183,0182	183,0182	11,650
ETAGE 4	D5	164,8367	164,8367	11,650	8,995	164,8367	164,8367	11,650
ETAGE 5	D6	104,6720	104,6720	11,650	9,045	104,6720	104,6720	11,650

Après on copiera des coordonnées ses deux centres (gravités et torsion) puis on calcule leur écartements tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec : $e_x = |XCCM - XCR|$

: $e_x = |YCCM - YCR|$

story	diaphragme	XCM	XCR	$ XCM - XCR $	$5\%l_x$	observation	YCM	YCR	$ YCM - YCR $	$5\%l_x$	obs
Sous-sol	DSS	11.65	11.65	0	0.92	CV	8.91	8.955	0.045	1.18	
RDC	DSS	11.65	11.65	0	0.92	CV	8.894	8.992	0.098	1.18	CV
Et1	D1	11.65	11.65	0	0.92	CV	9.037	8.939	0.098	1.18	CV
Et2	D2	11.65	11.65	0	0.92	CV	9.037	8.93	0.107	1.18	CV
ET3	D3	11.65	11.65	0	0.92	CV	8.998	8.922	0.076	1.18	CV
Et4	D4	11.65	11.65	0	0.92	CV	8.995	8.916	0.079	1.18	CV
Et5	D5	11.65	11.65	0	0.92	CV	9.045	8.918	0.127	1.18	CV

Tableau 2 : vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens
 →l'excentricité est vérifiée

IV.4.6 Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales , le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure .
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considéré .

➤ Détermination de la participation de la masse modale :

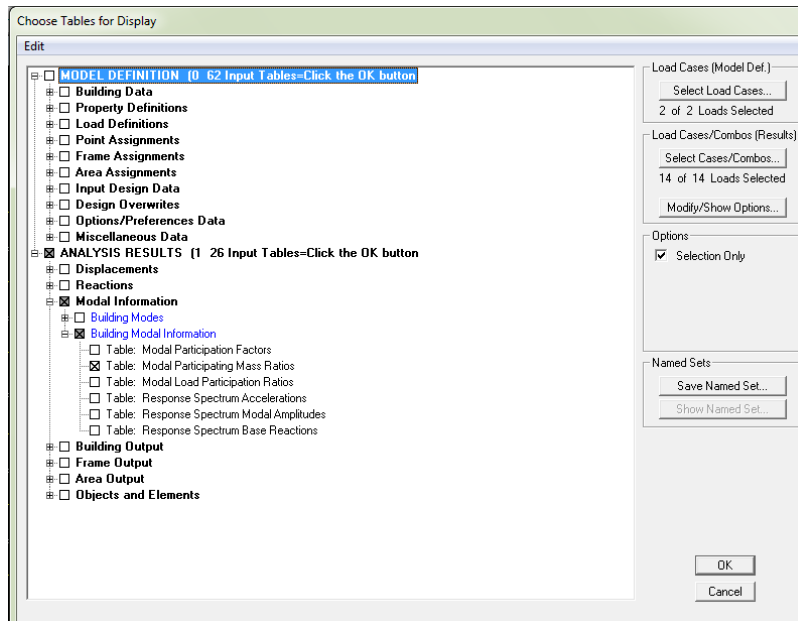
On l'a détermine en suivant le cheminement ci-après :

display→ **show tables**

un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results→ **modal information** →**Building Modal Information** →**Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK**→**OK**

Le résultat s'affichera comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,430961	77,4049	0,0000	0,0000	77,4049	0,0000	0,0000	0,000
2	0,359684	0,0000	72,2157	0,0000	77,4049	72,2157	0,0000	98,61E
3	0,290502	0,0057	0,0000	0,0000	77,4106	72,2157	0,0000	0,000
4	0,119831	12,8563	0,0000	0,0000	90,2669	72,2157	0,0000	0,000
5	0,083114	0,0000	18,1592	0,0000	90,2669	90,3748	0,0000	1,103
6	0,068785	0,0012	0,0000	0,0000	90,2682	90,3748	0,0000	0,000
7	0,056273	5,3806	0,0000	0,0000	95,6488	90,3748	0,0000	0,000
8	0,036709	0,0000	6,1033	0,0000	95,6488	96,4781	0,0000	0,227
9	0,033526	3,0020	0,0000	0,0000	98,6508	96,4781	0,0000	0,000
10	0,030471	0,0012	0,0000	0,0000	98,6519	96,4781	0,0000	0,000
11	0,023663	1,1371	0,0000	0,0000	99,7890	96,4781	0,0000	0,000
12	0,022939	0,0000	2,6671	0,0000	99,7890	99,1453	0,0000	0,041
13	0,018814	0,0000	0,0000	0,0000	99,7890	99,1453	0,0000	0,000
14	0,017982	0,1880	0,0000	0,0000	99,9770	99,1453	0,0000	0,000
15	0,017115	0,0000	0,7413	0,0000	99,9770	99,8866	0,0000	0,007
16	0,014911	0,0229	0,0000	0,0000	99,9999	99,8866	0,0000	0,000
17	0,013892	0,0001	0,0000	0,0000	100,0000	99,8866	0,0000	0,000
18	0,013740	0,0000	0,1000	0,0000	100,0000	99,8872	0,0000	0,000

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,430961	77,4049	0,0000	0,0000
2	0,359684	77,4049	72,2157	0,0000
3	0,290502	77,4106	72,2157	0,0000
4	0,119831	90,2669	72,2157	0,0000
5	0,083114	90,2669	90,3748	0,0000
6	0,068785	90,2682	90,3748	0,0000
7	0,056273	95,6488	90,3748	0,0000
8	0,036709	95,6488	96,4781	0,0000
9	0,033526	98,6508	96,4781	0,0000
10	0,030471	98,6519	96,4781	0,0000
11	0,023663	99,7890	96,4781	0,0000
12	0,022939	99,7890	99,1453	0,0000
13	0,018814	99,7890	99,1453	0,0000
14	0,017982	99,9770	99,1453	0,0000
15	0,017115	99,9770	99,8866	0,0000
16	0,014911	99,9999	99,8866	0,0000
17	0,013892	100,0000	99,8866	0,0000
18	0,013749	100,0000	99,9872	0,0000

Tableau .V.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse dans le 4^{ème} mode suivant X et dans 5^{ème} mode suivant Y → la condition est vérifiée

IV.4.7 Déplacements relatifs :

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit D’après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta K = R \times \delta ek$

Avec :

δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l’effet de torsion) R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$\Delta k = \delta k - \delta k-1$

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey). Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Suivant E_x :

ETAGES	Diaphragme	δ_{ek}	R	δ_k	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ET5	D6	0.0283	5	0.142	0,016	0,0306	cv
ET4	D5	0.0252	5	0.126	0,017	0,0306	cv
ET3	D4	0.0218	5	0.109	0,02	0,0306	cv
ET2	D3	0.0178	5	0.089	0,023	0,0306	cv
ET1	D2	0.0133	5	0.066	0,0235	0,0306	cv
RDC	DSS	0.0085	5	0.0425	0,0275	0,033	cv
Sous-sol	DSS	0.0030	5	0.015	0,0275	0,0408	cv

Tableau 3: le déplacement relatif dans le sens x-x

Suivant Ey :

ETAGES	Diaphragme	δ_{ek}	R	δ_k	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ET5	D6	0.0236	5	0.118	0,0185	0,0306	cv
ET4	D5	0.0199	5	0.0995	0,0129	0,0306	cv
ET3	D4	0.0162	5	0.081	0,0185	0,0306	cv
ET2	D3	0.0124	5	0.062	0,019	0,0306	cv
ET1	D2	0.0086	5	0.043	0,0175	0,0306	cv
RDC	DSS	0.0051	5	0.0255	0,0165	0,033	cv
Sous-sol	DSS	0.0018	5	0.009	0,0165	0,0408	cv

Tableau 4 : le déplacement relatif dans le sens y-y

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le **RPA 99** qui égale à **1%** de la hauteur d'étage.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié la formule suivante :

$$\delta_{max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{22.6}{500} = 0.0452m \text{ (Art B. 6. 5. 3/BAEL91)}$$

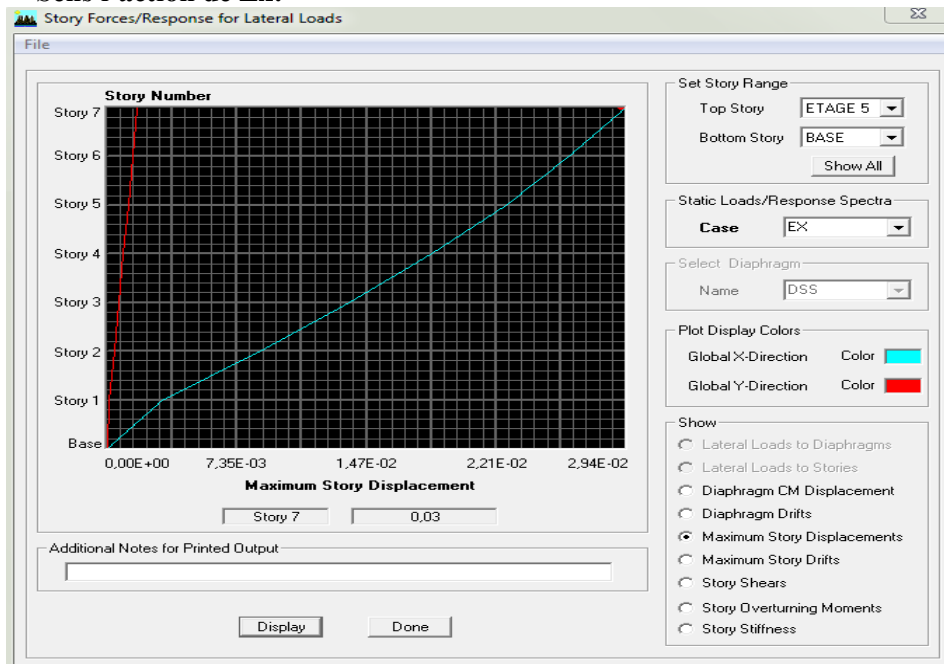
f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment

Détermination de déplacement max avec l'ETABS :

Display→ Show Story Response Plots

• Sens l'action de Ex:

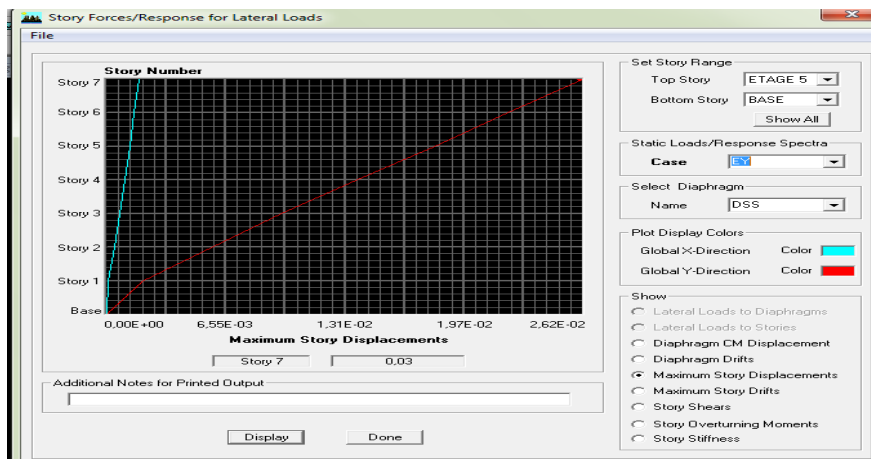


Puis en relève la valeur du déplacement maximale



$$\delta_{max} = 0.03 < f_{adm} = 0.0452..... \text{ condition vérifier}$$

• Sous l'action de Ey :



$$\delta_{max} = 0.03 < f_{adm} = 0.0452 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacements admissible → **Condition vérifier**

IV.4.9 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V .2003/ Art 4.3.6) :

28885,6

La résultante des forces sismique à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

. - Si **Vt < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W$$

Avec :A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4-1 RPA 99**).

Groupe d'usage :2 }
Zone IIa: } → **A= 0.15**

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement

R =5

Système de contreventement mixte

W : poids total de la structure. → **W = 28885,6KN**

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

Il est donné par la formule suivant :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003 [2]}$$

$$2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad (3/T)^{5/3} \quad T \geq 3s$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q=1+ΣPq**

$$Q = 1.2$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**)

$$T_2 (S3) = 0.5 \text{ s}$$

ξ :Facteur d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ (Formule 4.3 RPA99v2003)}$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**)

On prend : $\xi = 8.5\%$

D'où : $\eta = 0.82 \geq 0.7$ → condition vérifiée

T : la période fondamentale ; **T=0.67s**

Donc **T₂= 0.5 s ≤ T= 0.67s ≤ T= 3s**

D'où :

$$D_x = D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{2/3} = 1.68$$

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.68
Facteur de qualité Q	1.2
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure Wt (KN)	28885.6

Tableau5 : récapitulatif des résultats

Donc on a :

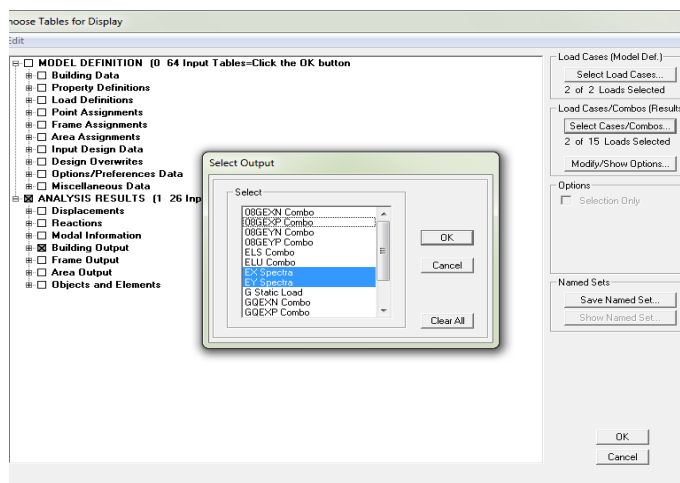
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.2}{5} \times 28885.6 = 1747 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel , on suit les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → **Analysis Results** → **building output** → **story shears**

Puis on définit les combinaisons **Ex specter** et **Ey specter** en cliquant sur : **Select Cases/Combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

story	loc	Vx	Vy
Etage 5	Bottum	711.95	875,55
Etage4	Bottum	1488.19	1761,53
Etage3	Bottum	2237.88	2557,11
Etage2	Bottum	2913.37	3233,86
Etage1	Bottum	3503.28	3806,68
RDC	Bottum	4042.99	4323,78
Sous sol	bottum	4406.84	4699,29

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{\text{xdyn}} = 4406.84 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ydn}} = 4699.29 \text{ KN}$$

Vérification :

✓ **Sens longitudinale :**

$$V_{\text{xdyn}} = 4406.84 \text{ KN} \geq 0.8 V_{\text{RPA}} = 0.8 \times 1747 = 1397.6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{\text{ydn}} = 4699.29 \text{ KN} \geq 0.8 V_{\text{RPA}} = 0.8 \times 1747 = 1397.6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement **RPA99/v2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \text{ (RPA99 (Art 5,9))}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

ETAGES	P	P _k	VX	VY	he	δ _k - δ _{k-x}	δ _k - δ _{k-y}	θ _x	θ _y	θ < 0.1
ETAGE 5	3632,39	3632.39	711.95	875,55	3,06	0.016	0,0185	0,026	0,025	cv
ETAGE 4	7744,52	4112.13	1488.19	1761,53	3,06	0,017	0,0129	0,015	0,0098	cv
ETAGE 3	11856,65	4112.13	2237.88	2557,11	3,06	0,02	0,0185	0,009 2	0,0097	cv

ETAGE 2	15851,58	3994.93	2913.37	3233,86	3,06	0,023	0,019	0,010	0,0056	cv
ETAGE 1	19846,51	3994.93	3503.28	3806,68	3,06	0,0235	0,0175	0,0087	0,006	cv
RDC	24252,39	4405.88	4042.99	4323,78	3,30	0,0275	0,0165	0,0091	0,0051	cv
s-sol	28885,60	4633.21	4406.84	4699,29	4.08	0,0275	0,0165	0,0071	0,0039	cv

Tableau 6 : vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet (P-Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure → **Condition vérifiée**

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure . Toutes les exigences du RPA sont vérifiées , à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

ETAGES	P	Pk	VX	VY	he	$\delta k - \delta k - 1$	$\delta k - \delta k - 1$	θ_x	θ_y	$\theta < 0.1$
terrasse	844,04	844,04	92,56	72,41	3,4	0,0013	0,0003	0,0044	0,0109	cv
ETAGE 5	4706,18	3826,76	472,38	581,77	3,24	0,0015	0,0013	0,0030	0,0030	cv
ETAGE 4	8532,94	3478,78	781,72	954,03	3,24	0,0018	0,0014	0,0016	0,0020	cv
ETAGE 3	12432,6	3899,66	1048,9	1251,3	3,24	0,0019	0,0014	0,0018	0,0013	cv
ETAGE 2	16332,26	3899,66	1264,42	1493,42	3,24	0,0019	0,0014	0,0015	0,0012	cv
ETAGE 1	20231,92	3899,66	1422,29	1671,06	3,24	0,0019	0,0014	0,0013	0,0011	cv
RDC	24747,81	4509,89	1536,59	1814,7	4,5	0,0019	0,0014	0,0012	0,00077	cv
s-sol	28653,84	3906,03	1584,97	1865,82	3,6	0,0008	0,0003	0,0006	0,00013	cv

Tableau.7. Justification Vis-à-vis De l'effet P-Delta dans les deux Sens

Conclusion :

- D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure:
 - ✓ La structure est mixte portique voile avec interaction.
 - ✓ L'effort tranchant à la base est vérifiée.
 - ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
 - ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
 - ✓ L'excentricité est vérifiée.
 - ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des

efforts internes avec lesquels nous allons ferrailés les
différentes élémentsstructuraux

Justification de l'interaction portique voile

On constate que k_x et k_y sont inférieure à «**0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

L'effort sismique revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABAS

Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant à le system portique voile.

La méthode :

Pour extraire l'effort horizontale de chaque niveau , on se positionne sur la vue en **2D** Plus dans le menu **View** on clique sur Set **3D View** et on sélectionne le plan **XZ** dans **Display** on clique sur **show deformerdshepeet** on trace une droit transversale les élément du niveau considérie

Remarque :

Après la modélisation ,leffet normal réduit était trop élevéé donc nous avons augmenté les section des poteaux .les nouvelles sections adoptée sont :

Sous-sol : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

RDC. 1^{er} étage . 2^{eme} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

3^{eme} , 4^{eme} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

5^{eme} étage : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

CHAPITRE V

**FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

1. Introduction

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+ 1,5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0,8G±E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,8	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,8% (b×h)sectionsdu poteau (Zone IIa).
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (30 ×30) $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4%(Zone IIa)
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (30 ×30) $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (Zone IIa)
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (30 ×30) $A_{min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{min} = 0,8\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{max} = 0,06(b \times h)$	$A_{max} = 0,04(b \times h)$
Poteau (45×45)	16,2	121,5	81
Poteau (40×40)	12,8	93	64
Poteau (35×35)	9,8	73,5	49
Poteau (30 ×30)	7,2	54	36

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40 φ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
 - ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).
 - ❖ La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots \text{RPA version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

- V_u : est l’effort tranchant de calcul
- h_1 : est la hauteur totale de la section brute
- f_e : est la contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l’élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **Dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15\text{cm})$ en zone IIa.

- **Dans la zone courante :**

$t \leq 15 \emptyset$ en zone IIa.

$\emptyset 1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b_1$ en %** est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t$ minimum.

3. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

A. Calcul du centre de pression « e »

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

Deux cas peuvent se présenter :

✓ Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5\text{et}\theta = 1 \text{ Pour fissuration durable.}$$

$$\gamma_b = 1,15\text{et}\theta = 0,85 \text{ Pour fissuration accidentelle.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

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

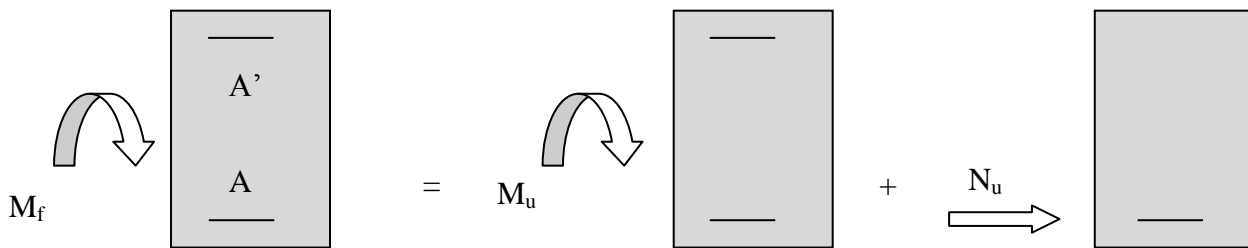


Fig.VI.1.1: Schéma explicatif du moment fictif

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu = 0,392$ → la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

- Section des armatures fictives :

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

- Section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f \pm \frac{N}{\sigma_s}$$

Et si $\mu \geq \mu = 0,392$ → La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_f = \mu b d^2 f_{bc}; \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

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

- **Armatures en flexion composé :**

La section réelle d'armature est :

$$A' = A'_f \quad A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➤ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad A = 0 \text{ avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Et si : $N_u(d - c') - M_f > \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$ La section est doublement armée (SDA)

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} ; A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $\frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

❖ **Remarque :**

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.

Zone I : du s-sol, Section (45 × 45). →

Zone II : du RDC, 1^{ème} étage, 2^{ème} étage. Section (40 × 40). →

Zone III : du 3^{ème}, 4^{ème} étage. Section (35 × 35). →

Zone IV : du 5^{ème} étage. Section (30 × 30). →

4. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU

➤ **Les efforts internes dans les poteaux**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
s-sol	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-1676.6	16.492
		$N^{min} - M^{corres}$	08GEXN	-136.54	-4.608
		$N^{corres} - M^{max}$	ELU	-1626.97	29.494
RDC, 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-1404.02	41.238
		$N^{min} - M^{corres}$	08GEXN	-73.82	-1.27
		$N^{corres} - M^{max}$	ELU	-1404.02	41.238
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-686.48	41.614
		$N^{min} - M^{corres}$	08GEXN	-28.63	0.437
		$N^{corres} - M^{max}$	ELU	-453.47	-43.616
5 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-218.66	21.253
		$N^{min} - M^{corres}$	08GEXN	-4.84	0.133
		$N^{corres} - M^{max}$	ELU	-202.29	-24.49

Tableau VI.1.3: Efforts internes dans les poteaux.

➤ **Exemple de calcul manuel**

• **Poteaux 45×45**

$$N_u = -1676.6 \text{ kN} \quad M_{u, \text{corr}} = 16.492 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16.492}{1676.6} = 0,0098 < \frac{h}{2} - c = 0,195 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

✓ **Calcul du moment fictif :**

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

$$= 16.492 + 1676.6 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right)$$

$$= 343.429 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1676.6(0,42 - 0,03) - 343.729 = 310.145 \text{ kN.m}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,45} \right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560.72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d - c') - M_f = 310.145 \text{ kN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 560.72 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad A' = 0 \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc:} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{1676.6(0,42 - 0,03) - 343,429}{0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,45}} = 0,75$$

$$\longrightarrow A_s = -0,0061 \text{ cm}^2 = 0$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Adoptés [cm ²]	20,61			14,20	
ferrailage	4HA20+4HA16			4HA16+4HA14	
A _{min} [cm ²]	16,20			12,80	
A _{sup} [cm ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{inf} [cm ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
nature	SEC			SEC	
M[KN.m]	16,492	-4,608	29,494	41,238	-1,27
N [KN]	-1676.6	-136.54	-1626.97	-1404.02	-73.82
Sollicitation	N ^{max} – M _{corres}		N ^{min} – M _{corres}		N ^{max} – M _{corres}
Section	45 × 45			40 × 40	
Niveau	s-sol			RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	

		10,68				11,31	
		4HA14+4HA12			8HA12		
		9,80			7,80		
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
	41.238	41.614	0.437	-43.616	21.253	0.133	-24.49
	-1404.02	-686.48	-28.63	-453.47	-218.66	-4.84	-202.29
	$N_{corres} - M_{max}$	$N_{max} - M_{corres}$	$N_{min} -$	N_{corres}	$N_{max} -$	$N_{min} - M_{corres}$	$N_{corres} - M_{max}$
	35 × 35			30 × 30			
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage			5 ^{ème} étage			

Tableau VI.1.4: ferrailage des poteaux.

5. Vérifications a l'ELU :

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique)
- La zone nodale est constituée par nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

Tapez une équation ici

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage

-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

- h : hauteur de

la poutre.

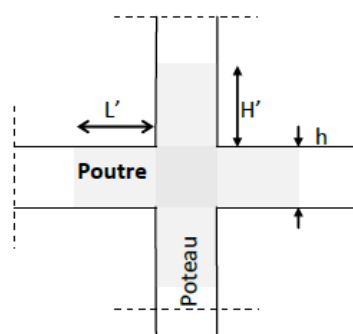


Fig.VI.1.2 : zone nodale dans le poteau.

- Les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en **zoneII** sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min}=0,8\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max}= 0,06(b \times h)$	$A_{\max}= 0,04(b \times h)$
Poteau (45×45)	16.2	121.5	49
Poteau (40×40)	12.8	96	36
Poteau (35×35)	9.8	73.5	25
Poteau (30 ×30)	7.2	54	25

Tableau VI.1.5 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

**b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA
[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambement, D après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{1}{3} 12 = 4mm \quad \text{soit: } \phi_t = 8mm$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01cm^2 = 4HA8$.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$ en %.

Si $\lambda_g \geq 5$ \longrightarrow $A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ \longrightarrow $A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b_1$

Et si $3 < \lambda_g < 5$ \longrightarrow Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad / \quad L_f = 0,7 L_0$$

b_1 ; h_1 : Dimension de la section droite du poteau

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

a. Espacement des barres

S_t : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

Zone nodal $\longrightarrow S_t \leq 10cm$ $S_t = 10cm$ \longrightarrow

Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10.\phi_1\right) = 15cm$ $S_t = 15cm$ \longrightarrow

Où

ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
45 × 45	$L_0 = 4,08$ m	6.35	2.5
40×40	$L_0 = 3.30$ m	5.78	2.5
35× 35	$L_0 = 3.06$ m	6.12	2.5
30×30	$L_0 = 3,06$ m	7.14	2.5

Tableau VI.1.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".

poteau	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
45×45	2.01	1.35	2,01	CV	CV
40×40	1.8	1.2	2,01	CV	CV
35×35	1.58	1.05	2,01	CV	CV
30×30	1.35	0.9	2,01	CV	CV

Tableau VI.1.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (45×45), (40×40), (35×35) et (30 × 30) seront composées de 2 cartes Ø8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 15 cm en zone courante.

c. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

✓ **Selon le RPA :**

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ **Selon le BAEL :**

$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right\}$ [Art A.5.1.211/BAEL 91]

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
45×45	12.6	0,066	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
40×40	26.42	0,178	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	31.5	0,281	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
30×30	16.88	0,208	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.1.8 :Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d’ancrage (B.A.E.L.91 Article: A.6.1.221)

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$.
- Pour les **HA14** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$.
- Pour les **HA16** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 65 \text{ cm}$.
- Pour les **HA20** :
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$.

6. Vérifications a 'ELS

a. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
Sous-sol	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1191.08	11.673	2,28	19,16	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	295.06	7.951			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	495.38	20.874			
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	997.66	29.179	1,79	14,58	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	159.56	2.229			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	997.66	29.179			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} Etage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1191.08	11.673	1,35	10.68	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	9.7	0.225			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	322.59	30.775			
5 ^{ème} Etage	30 × 30	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	155.87	15.041	0,98	11,31	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	9.7	0.225			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	144.37	17.364			

Tableau VI.1.9 : vérification de la condition de non fragilité.

a. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Verification	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	400						
σ_{sinf} [MPa]	62.6	12.9	17.7	51.6	10.1	51.6	101.3
σ_{sup} [MPa]	74.8	21.2	39.5	95.4	13.4	95.4	127.1
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15						
σ_{binf} [MPa]	4.11	0,82	1.07	3.18	0.65	3.18	6.65
σ_{bsup} [MPa]	5.05	1.45	2.74	6.61	0.91	6.61	8.77
Observation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
e_s [m]	0,010	0,026	0,042	0,029	0,027	0,014	0,009
M_s [KN.m]	11,673	7,951	20,874	29,179	2,229	29,179	11,673
N_s [KN]	1191,08	295,06	495,38	997,66	159,56	997,66	1191,08
Sollicitation	$N_{max} - M_{corres}$	$N_{min} - M_{corr}$	$N_{corres} - M_{max}$	$N_{max} - M_{corres}$	$N_{min} - M_{corres}$	$N_{corres} - M_{max}$	$N_{max} - M_{corres}$
Section	45 × 45			40 × 40			35 × 35
Niveau	s-sol			RDC, 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage			3 ^{ème} , 4 ^{ème} , étage

CV	CV	CV	CV	CV
0.69	5.72	7.16	0.83	16.1
1.20	66.8	42.8	1.52	45.7
0.04	0	0	0.05	0
0.08	4.95	3.27	0.11	3.56
SEC	SPC	SPC	SEC	SPC
0,023	0,095	0,096	0,023	0,120
0.225	30.775	15.041	0.225	17.364
9.7	322.59	155.87	9.7	144.37
$N_{min} - M_{corres}$	$N_{corres} - M_{max}$	$N_{max} - M_{corres}$	$N_{min} - M_{corres}$	$N_{corres} - M_{max}$
30 × 30				
5 ^{ème} étage				

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes.

Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (45×45) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16
 $A_{st} = 20,61\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

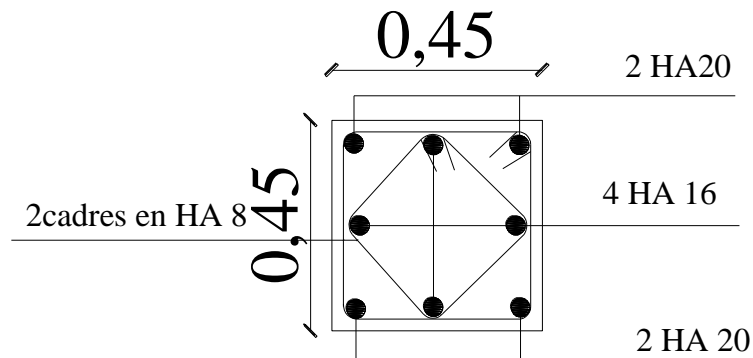


Fig.VI.1.3: Ferrailage Poteau 45×45

➤ Poteaux (40×40) :

- Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14
 $A_{st} = 14,19\text{ cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

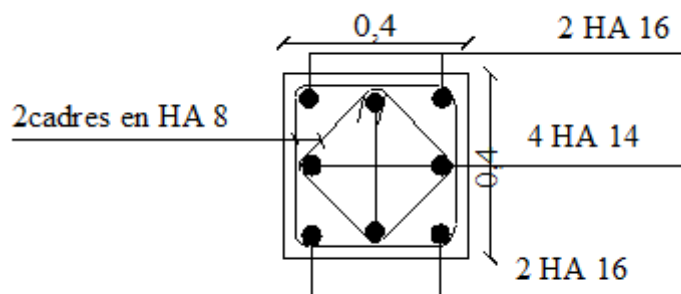


Fig.VI.1.3: Ferrailage Poteau 40×40

➤ **Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA14 + 4HA12
 $A_{st} = 10,68 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$

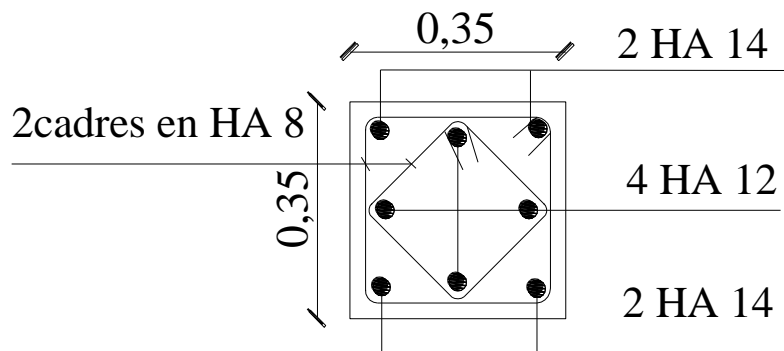


Fig.VI.1.4 : Ferrailage Poteau 35×35

➤ **Poteaux (30×30) :**

- Les armatures longitudinales : 8HA12
 $A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$

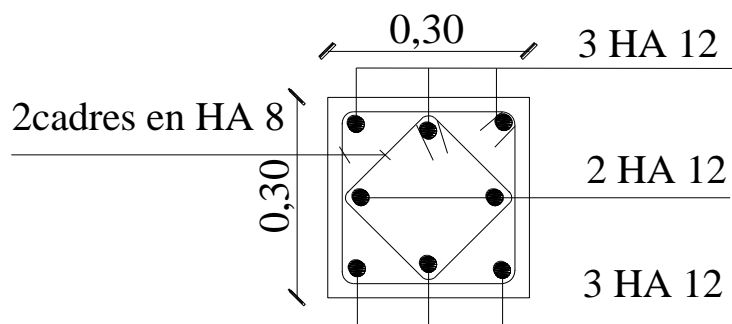


Fig.VI.1.5 : Ferrailage Poteau 30×30

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

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 avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q

2. Recommandation et exigence de l'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$, en toute section.

- **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$; ———> En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$; En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$,	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (30×35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (30×35)	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : $40\varnothing$ (en zone IIa)
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Calcul des armatures a l'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.2.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ Etapes de calcul

Le moment réduit limite « μ_l » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_l » deux cas se présente a nous :

✓ **1^{ère} cas** : $\mu \leq \mu_l$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$

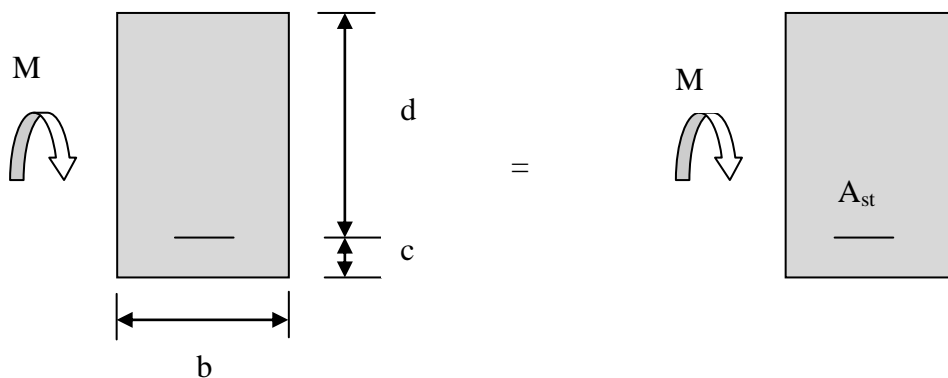


Fig.VI.2.1: Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

✓ **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l$ \longrightarrow Section doublement armée(SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

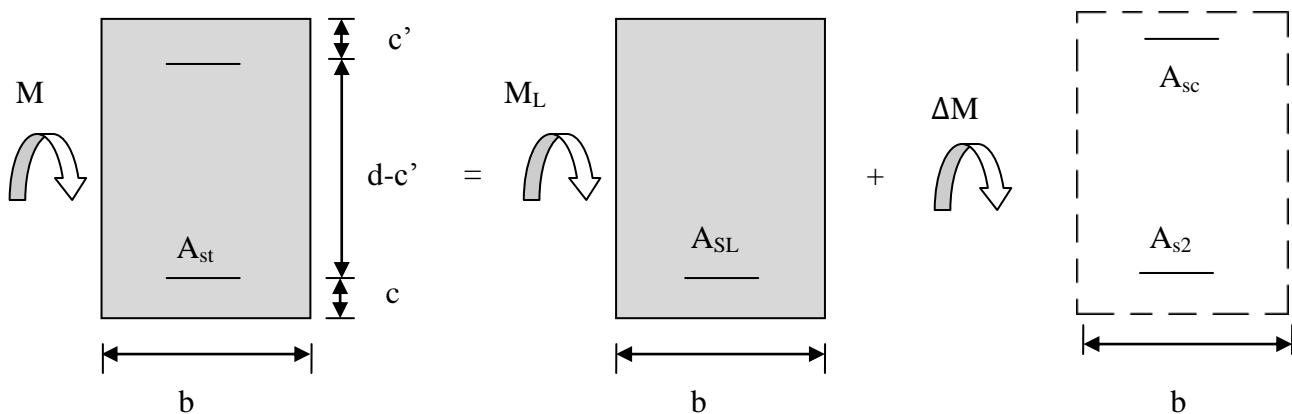


Fig.VI.2.2: Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ **Remarque**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

➤ **Ferraillages des poutres**

• **Poutres principale(30×35):**

✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B92} \\ \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : 36,636KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=h-c=35-3=32\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.636 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,084$$

$\mu = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc}=0$

$\mu = 0,084 \longrightarrow \beta = 0,956$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{36.636 \times 10^3}{0,956 \times 32 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B71} \\ \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : 69,59KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=h-c=35-3=32\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,59 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,160$$

$$\mu = 0,160 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} ; A_{sc}=0$$

$$\mu = 0,160 \longrightarrow \beta = 0,912$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{69,59 \times 10^3}{0,912 \times 32 \times 348} = 6,85 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires (30 × 35):**

✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B79} \\ \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : 20,388 KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=h-c=35-3=32\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,388 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} ; A_{sc}=0$$

$$\mu = 0,048 \longrightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{20,388 \times 10^3}{0,975 \times 32 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B24} \\ \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : 64,311KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=h-c=35-3=32\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64,311 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,148$$

$$\mu = 0,148 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} ; A_{sc}=0$$

$$\mu = 0,253 \longrightarrow \beta = 0,919$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{64,311 \times 10^3}{0,919 \times 27 \times 348} = 7,47 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

✓ **Ferraillage des poutres principales (30×35) :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	36,636	0,084	SSA	0,956	3,44	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6,88
Aux appuis	69,56	0,160	SSA	0,912	6,85	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VI.2.3Ferraillage des poutres principales

✓ **Ferraillage des poutres secondaires (30×35) :**

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	20,388	0,048	SSA	0,975	1,88	3HA16(fil)	6,03
Aux appuis	64,311	0,148	SSA	0,919	7,47	3HA16(fil) +2HA12(chap)	8,29

Tableau VI.2.4Ferraillage des poutres secondaires

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [8,75;12;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [8,75;12;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2.5 Les quantités et les espacements des armatures transversales

4. Vérifications a l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumé dans le tableau suivant :

		A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Vérifications
Poutre principale	En travée	6,03	5,25	CV
	Aux appuis	9,11		CV
Poutre secondaire	En travée	6,03	5,25	CV
	Aux appuis	8,01		CV

Tableau VI.2.6 : Vérifications armatures longitudinales.

❖ Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutres Principales	95,58	30	32	0,10	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	81,06	30	32	0,084		Condition vérifiée

Tableau VI.2.7: Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [KN]	observation
Poutres Principales	95,58	30	32	1,5	25	576	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	81,06	30	32			576	Condition vérifiée

Tableau VI.2.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	D [m]	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$	observation
Poutres Principales	95,58	69,56	0,32	-145,95	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	81,06	64,311	0,32	-142,35	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

❖ **Remarque**

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

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

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

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{95,58 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 1,36 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \text{ Condition } \rightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_{i-} = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3,14 \times 1,6) + (2 \times 3,14 \times 1,2) = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{81,06 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 226,08} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA12**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varnothing$

▪ Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 48 \text{ cm.}$$

▪ Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

▪ Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 56 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 ls pour les aciers H.A.

- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 0,4 \times 48 = 19,2$ cm
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58$ cm
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75$ cm

5. Vérifications a l'ELS

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

Nb

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	6,88	1,16	Condition vérifiée
	En appuis	8,01		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	6,03	1,16	Condition vérifiée
	Appuis	8,29		Condition vérifiée

Tableau VI.2.10: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Les valeurs de la flècheseront extraites à partir du logicielle ETABS:

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

	L_{\max}	$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$	f_{ETABS}	Conditions
Poutre principale	4,05	0,0081	0,00048	Condition vérifiée
Poutre secondaire	4,00	0,008	0.00042	Condition vérifiée

Tableau VI.2.11: Vérification de la flèche.

❖ **Remarque**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

4) Vérification des contraintes :

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferraillage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant

		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	b	D	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutre principale	Travée	25,976	6,88	30	32	0,719	0,877	134,55	348	CV	25,65	5,25	15	CV
	Appui	49,424	8,01			0,831	0,870	221,63		CV	23,46	9,44		CV
Poutre secondaire	Travée	14,708	6,03	30	32	0,633	0,883	86,32		CV	27,73	3,11		CV
	Appui	45,672	8,29			0,865	0,868	198,34		CV	22,88	8,67		CV

Tableau VI.2.12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ **Remarque**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

Schéma de ferraillage des poutres:

➤ **Poutres principales (30 × 35):**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA12(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

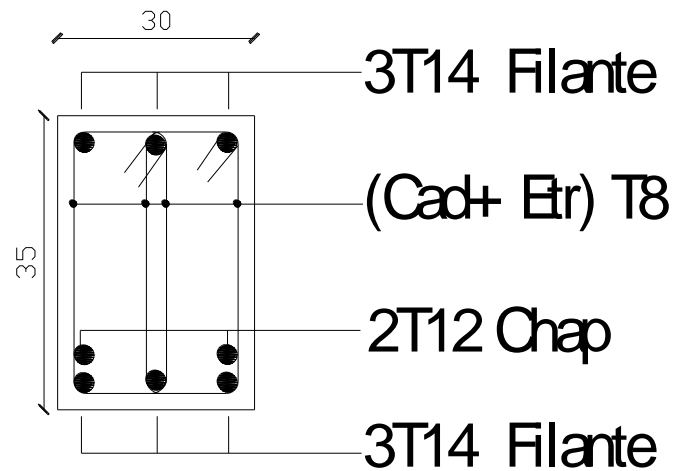


Fig.VI.2.3: Ferraillage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

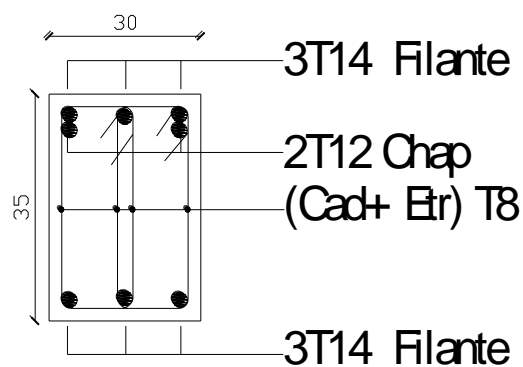


Fig.VI.2.4: Ferraillage sur appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires (30 ×35) :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

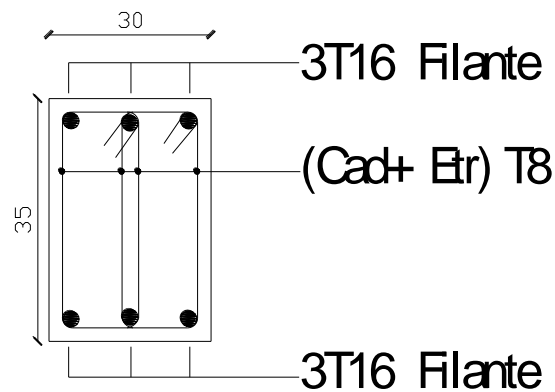


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 2HA12 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

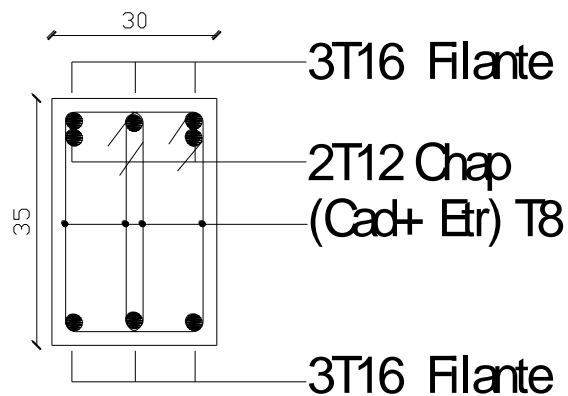


Fig.VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : s-sol
- **Zone II** : RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage ZQW
- **Zone III** : 3, 4^{ème} étage
- **Zone IV** : 5^{ème} étage

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferraillage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q à l'ELS
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V=V'=\frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L:longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

3. Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i + B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1: Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

- { Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{MPa}$; $f_{bc} = 18,48\text{MPa}$
 { Situation courante : $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,20\text{MPa}$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

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'espacement 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.

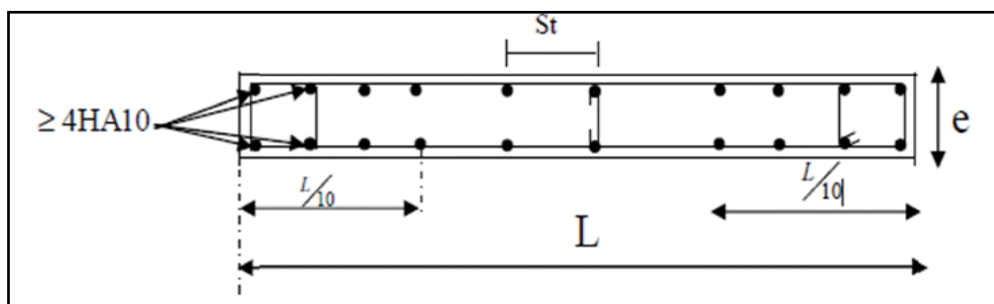


Fig.VI.3.1 :Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales :

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec:

$$V_u = 1,4T$$

T: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \text{ Avec : } e=20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diameter maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

4. Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.
- B : section du béton.
- A : section des armatures adoptées (verticales).
- $\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V$$

Avec:

V: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e: Epaisseur du voile.

d: Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h: Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul :

A. Ferrailage des armatures

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $L = 1.2m$ sur la zone 1. (V_{L1}, Z_1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.2m \quad V = V' = \frac{L}{2} = 0.6 m$$

$$e = 20cm$$

$$B = 0.24m^2 \quad I = \frac{e \times L}{12} = 0.02m^4$$

2) 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 en 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 :

$$\checkmark \sigma_{\max} = 3714.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_{\min} = -6165.34 \text{ KN/m}^2$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3714.68}{3714.68 + 6165.34} \times 1.2 = 0.45m$$

$$L_t = L - L_c = 1.2 - 0.45 = 0.75m$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3.73}{2}; \frac{2}{3} \times 0.45\right) = \min(1.87; 0.30) = \mathbf{0,30m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,08 - 0,35 = 3,73\text{m}$$

Soit deux tronçons :

Avec :

$$d_1 = 0.30\text{m}$$

$$d_2 = 0.45\text{m}$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{6165.34(0.75 - 0.30)}{0.75} = \mathbf{3699.20 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{6165.34 + 3699.20}{2} \times 0.30 \times 0,20 = \mathbf{295.94\text{KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3699.20}{2} \times 0.45 \times 0,20 = 166.46\text{KN}$$

6) Calcul des armatures verticales:

✓ 1^{ere} band :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{295.94}{400 \times 10^{-1}} = 7.40\text{cm}^2$$

✓ 2^{eme} band :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{166.46}{400 \times 10^{-1}} = 4.16\text{cm}^2$$

7) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{133.03 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{4.66\text{cm}^2}$$

8) Armatures minimales :

1^{ere} bande :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d_1 \times e \times f_{t28}}{fe}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,30 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,30 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(3,15; 1,2) = \mathbf{3,15\text{cm}^2}$$

2^{ème} bande :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d_2 \times e \times f_{t28}}{fe}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,45 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,45 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(4,73; 1,8) = \mathbf{4,73\text{cm}^2}$$

9) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (7,40) + \left(\frac{4,66}{4}\right) = \mathbf{8,57\text{cm}^2/\text{bande}}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (4,16) + \left(\frac{4,66}{4}\right) = \mathbf{5,33\text{cm}^2/\text{bande}}$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 8,57\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}16 = 12,05\text{ cm}^2$	$S_t = 10\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 5,33\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14 = 9,23\text{cm}^2$	$S_t = 10\text{cm}$

Tableau VI.3.2: Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontals :

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12,05}{4} = \mathbf{3,01\text{cm}^2}$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 0,24 = \mathbf{3,6\text{cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{3,01\text{cm}^2}$.

Soit : $5\text{HA}10 = 3,92\text{ cm}^2 / \text{ml}$ de hauteur ; avec $S_t = \mathbf{20\text{ cm}}$.

12) Armatures transversals:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (**4HA8**)

B. Les verifications :

- **Verifications des escapements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{337.17 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 12.05 \times 10^2} = 1.306 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.306 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 133.03 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = \mathbf{0.862 \text{ Pa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = \mathbf{0.862 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_b = \mathbf{5 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{133.03 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = \mathbf{0.62 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3,26 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.62 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,26 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles longitudinales de 1.2m (VL)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,73	2,95	2,71	2,71
	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24	0,24
	He		3,730	2,950	2,710	2,710
	h		3,38	2,60	2,36	2,36
Solicitation de calcul	Vu(kN)		186,240	128,184	42,360	27,050
	N _{ser} (kN)		337,17	286,11	143,27	52,27
	T (kN)		260,736	179,458	59,304	37,870
	σ _{max} (kN/m ²)		3714,680	1076,340	1091,810	2037,910
	σ _{min} (kN/m ²)		6165,340	2965,340	2206,300	2524,560
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,45	0,32	0,40	0,54
	L _t		0,75	0,88	0,80	0,66
	d		0,30	0,21	0,26	0,36
	d _{adopté}		0,30	0,21	0,26	0,33
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,45	0,67	0,54	0,33
	σ ₁		3688,887	2247,780	1478,427	1262,280
	N ₁		296,40	111,06	97,58	125,72
	N ₂		165,28	150,01	79,53	41,91
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,41	2,78	2,44	3,14
	A _{v2} /bande (cm ²)		4,13	3,75	1,99	1,05
	A _{vi} (cm ²)		7,17	4,94	1,63	1,04
	A'v1/bande/nappe		9,20	4,01	2,85	3,40
	A'v2/bande/nappe		5,92	4,98	2,40	1,31
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,16	2,24	2,78	3,75
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9,23	6,78	6,78	6,78
	A'v2 adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*(3HA14)	2*(3HA12)	2*(3HA12)	2*(3HA12)
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,60	3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,207	0,831	0,275	0,175
	2,26 Mpa	T _u	0,862	0,593	0,196	0,125
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1,328	1,128	0,565	0,206

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur étage (m)	3,73	2,95	2,71	2,71	
	L (m)	3,50	3,50	3,50	3,50	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,7	0,7	0,7	0,7	
	He	3,730	2,950	2,710	2,710	
	h	3,38	2,60	2,36	2,36	
Solicitation de calcul	Vu(kN)	579,290	496,920	365,120	228,480	
	N _{ser} (kN)	1058,05	861,23	554,15	420,28	
	T (kN)	811,006	695,688	511,168	319,872	
	σ _{max} (kN/m ²)	2201,780	1268,410	831,020	667,180	
	σ _{min} (kN/m ²)	4789,260	3439,280	1223,800	1133,000	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,10	0,94	1,42	1,30	
	L _t	2,40	2,56	2,08	2,20	
	d	0,73	0,63	0,94	0,86	
	d _{adopté}	0,73	0,63	0,94	0,86	
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	1,66	1,93	1,14	1,34	
	σ ₁	3321,407	2593,673	669,787	688,213	
	N ₁	596,03	379,28	178,69	157,49	
	N ₂	552,29	500,14	76,41	92,09	
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	14,90	9,48	4,47	3,94
A _{v2} /bande (cm ²)		13,81	12,50	1,91	2,30	
A _{vj} (cm ²)		22,30	19,13	14,06	8,80	
A' _{v1} /bande/nappe		20,48	14,26	7,98	6,14	
A' _{v2} /bande/nappe		19,38	17,29	5,42	4,50	
armatures miniales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	7,72	6,60	9,91	9,08	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	24,11	6,78	6,78	6,78	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	22,61	22,61	22,61	22,61	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*(6HA16)	2*(3HA12)	2*(3HA12)	2*(3HA12)
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*(10HA12)	2*(10HA12)	2*(10HA12)	2*(10HA12)
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
	Bande 2	20	20	20	20	
Armaturationes horizontales	AH /nappe (cm ²)	10,50	10,50	10,50	10,50	
	AH adopté (cm ²)	11,304	11,304	11,304	11,304	
	choix de la section	2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)	
Armaturationes transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²				
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T _b	1,287	1,104	0,811	0,508
	2,26 Mpa	T _u	0,920	0,789	0,580	0,363
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	1,437	1,173	0,755	0,573

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles transversales de 3.5m (VT)

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. 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, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)

- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

4. Fondation

1) Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

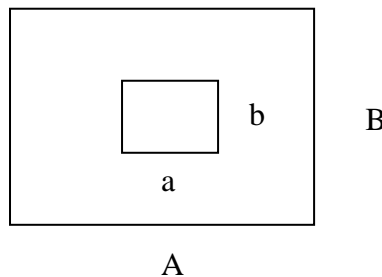


Fig.VI. 1 homothétie les figures

❖ Exemple

$$N_{ser} = 877.62\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 180\text{KN/m}^2 \quad B = 2,20\text{m}$$

❖ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 1.8\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Selon x-x :

Voiles	N_s max	L	B	S=L.B
VL	394.671	2.80	1.10	3.08

Selon y-y :

Voiles	N_s max	L	B	S=L.B
VT	466.023	3.5	1.10	3.85

Tableau VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles selon les deux sens

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 6.73\text{m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
 - Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = (N_i \times e_i + \sum M_i) / R$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- **Détermination de la largeur "B" :**

Les différentes sollicitations revenant à chaque point d'appui ainsi que les longueurs par rapport au point "1" sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	N_{ser}	M_i	e_i	$N_{ser} \times e_i$
C2	204.09	7.182	-2.78	-567.37
C10	748.45	1.359	-0.58	-434.10
C18	877.58	3.269	-1.39	-1219.83
C26	877.62	-3.224	1.38	1211.12
C34	750.46	-1.371	0.59	442.77
C42	203.65	-7.172	2.71	551.89
SOMME	3661.85	0.043	/	-15.52

Tableau VI.2 : Résultante des charges sous poteaux.

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-15.52 + 0.043}{3661.85} = -0.007 < \frac{L}{6} = 3.13 \text{ m} \rightarrow \text{nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 e}{L} \right) = \frac{3661.85}{18.75} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.007)}{18.75} \right) = 195.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 e}{L} \right) = \frac{3661.85}{18.75} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.007)}{18.75} \right) = 194.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 e}{L} \right) = \frac{3661.85}{18.75} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.007)}{18.75} \right) = 195.07 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{195.07}{180} = 1.08 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1,1 m**.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **Sp = S x n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6(18.75 \times 1.1) + 2(1.1 \times 15.25) + 4(2.80 \times 1.1) + 4(3.50 \times 1.1) = 185.02 \text{ m}^2$$

La surface totale de bâtiment : **S_{bat} = Lxl = 18.75x24.4 = 457.5m²**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{185.02}{457.5} \times 100 = 39.57\% = 40\%$$

$$S_t < 50\% S_{st}$$

La surface des semelles représente 40%

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à **50%** de la surface de sol d'assise

S_t < 50% S_{sbat} alors on opte pour des semelles filantes.

VII.2 dimensionnement de la semelle filante :

Hauteur de la semelle : $h_s = \frac{A-a}{4} + 5$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$h_s = \frac{110-45}{4} + 5$$

$$h_s = 35 \text{ cm}$$

soit les dimensions suivantes :

L = 405cm ; A = 1.10m ; hs = 35cm ; c = c' = 5cm ; da = 30cm

VI.3 calcul de la poutre de rigidité :

a. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

- **La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{l}{9} \leq h_p \leq \frac{l}{6} \rightarrow 0.45 \leq h_p \leq 0.675 \text{ m soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

- Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \rightarrow 20 \leq b_p \leq 40\text{cm soit } b_p = 35\text{cm.}$$

- Ferrailage (ELU) :

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé .

A- Ferrailage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, méthode de caquot ou méthodes des trois moments).

poteaux	N_u	M_i	e_i	$N_{ser} \times e_i$
C2	278,28	9,907	-2.78	-773.62
C10	1028,15	1,872	-0.58	-596.33
C18	1206,13	4,511	-1.39	-1676.52
C26	1206,17	-4.448	1.38	1664.51
C34	1030,92	1.071	0.59	608.24
C42	277,66	-9,894	2.71	752.45
SOMME	5027.84	3.019	/	-20.85

Tableau VI.3 : sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-20.85 + 3.019}{5027.84} = -0.0035$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5027.84}{18.75} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.0035)}{18.75} \right) = 268.001 \text{ KN/ml}$$

Remarque : dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

Application de la méthode forfaitaire :

Calcul de moments isostatique :

$$M_0^1 = M_0^2 = M_0^4 = M_0^5 = \frac{ql^2}{8} = \frac{268.001 \times 3.5^2}{8} = 410.37 \text{ kn.m}$$

$$M_0^3 = \frac{ql^2}{8} = \frac{268.001 \times 4.05^2}{8} = 549.48 \text{ kn.m}$$

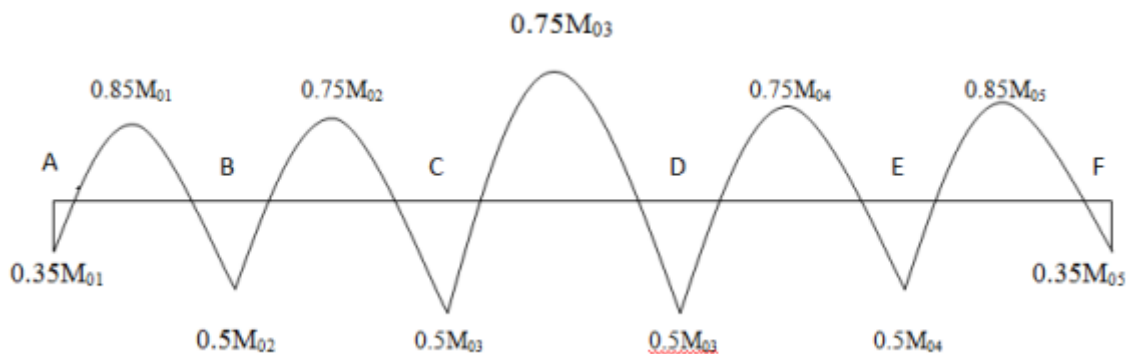


Figure VI.2 : diagrammes des moments fléchissant

Calcul de ferrailage :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 ; f_{bu} = 14.2 MPa \quad Et \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$Et \quad A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

appuis	Mu (KN.m)	u _u	u _l	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
C	274.74	0.182	0.392	SSA	0.899	15.96	2.32	16.08	8HA16

Tableau VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

travée	Mu (KN.m)	u _u	u _l	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
C-D	412.11	0.274	0.392	SSA	0.836	25.75	2.32	32.16	2×8HA16

Tableau VI.5: ferrailage de la poutre de rigidité en travée

Vérification à l'ELS :

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \sigma'_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \sigma'_{st} = 348 \text{MPa}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à l'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{et} \rightarrow K = \frac{1}{K1}$$

appuis	M (kn.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	σ'_{bc}	observation
C	274.74	0.829	0.043	15.96	0.830	327.09	14.06	15	vérifier

Tableau VI.6 : vérification des contraintes aux appuis à l'ELS

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3.26 \text{MPa}$$

$$Vu = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{268.001 \times 4.05}{2} = 542.70$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = 2.81 \text{MPa} \leq 3.26 \text{MPa}$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi = \min \left(\frac{hp}{35}; \frac{bp}{10}; \phi 1 \right) = \min(1.71; 3.5; \phi 1)$$

On prend $\Phi = 8 \text{mm}$

Soit un 2 cadre T8 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{cm}^2$

Selon le BAEL91 :

$$S_{tmax} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b \times \gamma_s \times (\tau - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{35 \times 1.15 \times (1.52 - 0.3 \times 2.1)} = 20.19 \text{cm}$$

- **Exigence du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.2/RPA 2003) :**

En zone nodale :

On a :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{60}{4}; 12 \times 0.8; 30 \right) \rightarrow S_t \leq \min(15; 9.6; 30) \rightarrow$$

Soit : $s_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t \leq \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

Soit $s_t = 15\text{cm}$

$$s_t \leq \min(15\phi^{\min}) = 24\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 1.575\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est $L_s = 40\phi_1$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets 90° .

- **Armatures dans le sens A (largeur de la semelle) :**

Dans le sens B le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} ; A_b : \text{donnée par mètre linéaire (cm}^2/\text{ml)}$$

$$N_u = \frac{\sigma_b}{4} \cdot B \cdot 100$$

$$A_b = \frac{268.001 \times 1000 \times (110 - 35)}{8 \times 30 \times 38400} = 2.18\text{cm}^2$$

On prend : $4T12 = 4.52\text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} \times A = \frac{4.52}{4} \times 1.10 = 1.24\text{ cm}^2$$

Soit : $4T10 = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$

✓ **Semelle sous mur de refond V_t :**

Dimensionnement : (ELS) :

$$N_{ser} = 466.023 \text{KN} ; L = 3.5 \text{m} ; \sigma'_{st} = 350 \text{ kn/m}^2$$

La largeur de la semelle :

$$\sigma_{st} = \frac{Ns}{B \times L} = \frac{466.023}{1.1 \times 3.5} = 121. \frac{04 \text{kn}}{\text{m}^2} < \sigma'_{st} = 350 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{A - a}{4} + 5 = \frac{110 - 35}{4} + 5 = 18.75 \text{cm}$$

On prend : $h_s = 35 \text{cm}$

Calcul des armatures :

$$N_u = 1012.03 \text{ KN} ; d = h_s - 0.05 = 30 \text{cm}$$

$$M_u = \frac{N_u(A - a)^2}{8 \times A} = \frac{1012.03(1.1 - 0.35)^2}{8 \times 1.1} = 64.68 \text{KN/m}$$

$$A_b = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64.68}{0.9 \times 300 \times 348} = 6.88 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{cm}^2 \quad \text{avec :} \quad \text{St} = 15 \text{cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \text{St} = 20 \text{cm}$$

- Ancrages des barres :**

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportements des crochets.

Pour l'acier HA fe E400 $l_s = 40\Phi_{lim} = 80 \text{cm}$

- Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

τ_{su} : contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

Ψ : Coefficient de scellement (BAEL)

$\Psi=1$ pour les aciers lisses

$\Psi=1.5$ pour les aciers de haute adhérence

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{f_e \times \phi}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}^2$$

Pour f_e E400 , acier HA, $L_s=40\phi$, $l_s = 32\text{cm}$

On opte pour des crochets a 45° avec $L_s' = 0.4L_s = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm}$

$L_s' = 12.8 \text{ cm}$

✓ Calcul des longrines :

Les longrines sont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

✓ Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines toujours selon le RPA99, Art10.1.1 :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

On adoptera pour une section de (30X35) cm^2

Armatures longitudinales :

$\alpha = 12$ (RPA 2003) (zone IIa, site S3)

$N=1090.65 \text{ KN}$

$$F = \frac{1090.65}{12} = 90.88 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{90.88 \times 1000}{348 \times 100} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3\text{cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de $A=6\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$

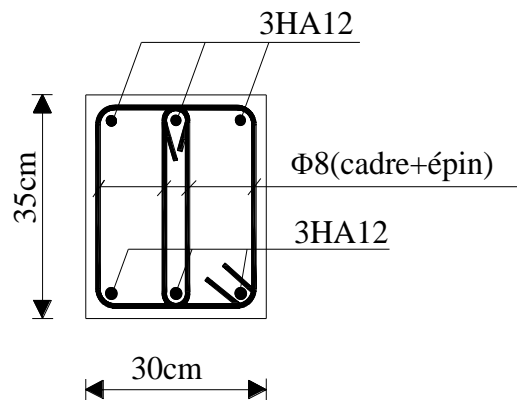
✓ Armature transversale :

$$\Phi = \min\{h/35 ; \Phi_l ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre et un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 1.01\text{cm}^2$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 15$



FigureVI. 4 : ferrailage de la longrine

Chapitre VII

Calcul de mur plaque

VIII.MUR PLAQUE:**VIII.1.INTRODUCTION :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes aux quelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII.2.Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20cm.

VIII.3.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher du sous-sol. Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

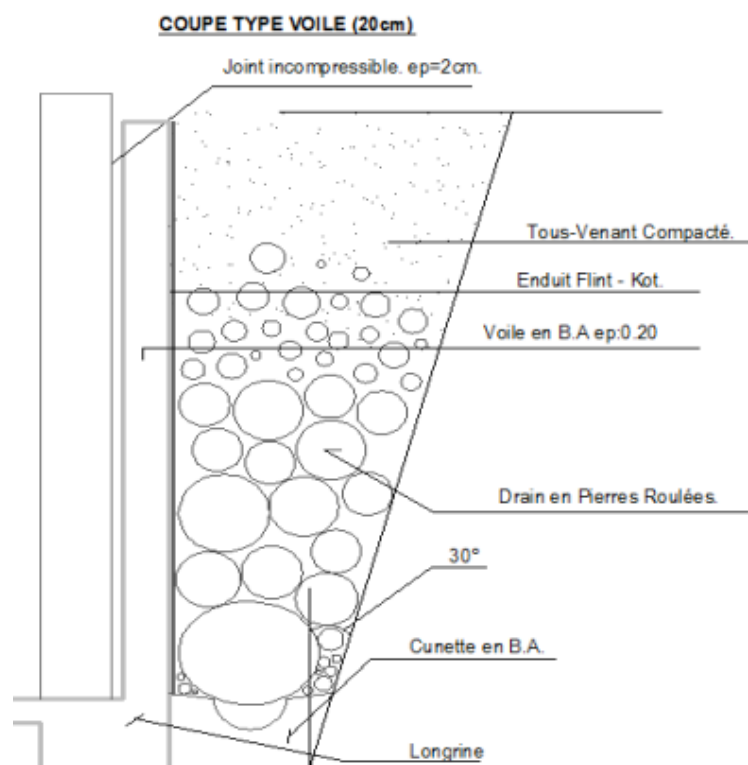


Figure VIII.1 : schéma du mur plaque : b) vue en élévation

a) Détermination des sollicitations :

- Poids volumique du sol : = 22kN/m³ .
- Angle de frottement interne : = 30°.
- Cohésion : C = 0.
- Surcharge éventuelle : q = 10kN/m²
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2$ bars

b) Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : Contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : Contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent la relation de Jacky est applicable

$$\implies K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 ; \sigma_h = 0.5 \times (1.35 \times 22 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 68.088 \text{ KN/m}^2$$

calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (22 \times 6.12 + 10) = 49.88 \text{ kn/m}^2$$

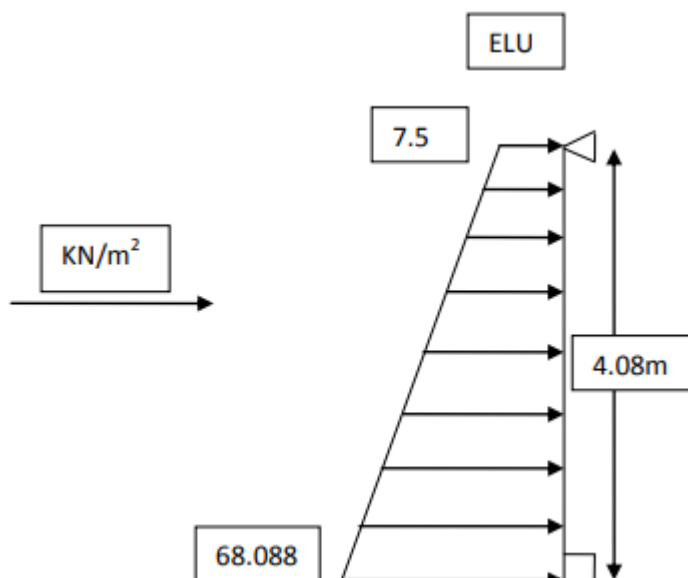
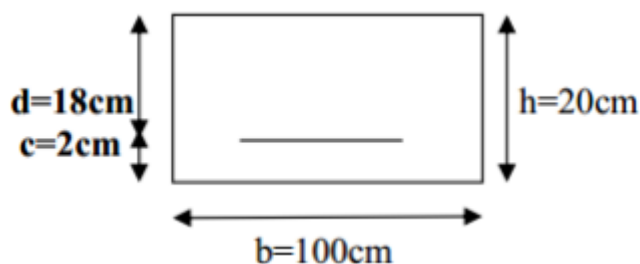
VIII.4.Ferraillage du mur plaque :

Figure VIII.3: Schéma statique du mur plaque

VIII.4.1.Ferraillage a l'ELU :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

b) Les armatures transversales :

$$\text{Travée : } A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{20.11}{4} = 5.027 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2$$

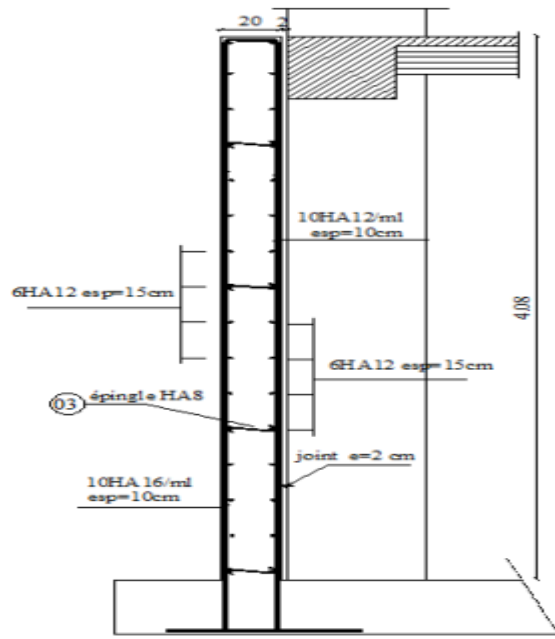


Figure VIII.5 : Schéma statique du ferrailage du mur plaque

c) Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%Bh) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile =20cm)

- Les deux nappes sont reliées par (04) épingles/m² de HA8. (art 7.7.4.3)

VIII.4.2 Vérifications à l'ELU :a) Espacement des barres :

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

- Armatures principales : $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

$$St = \frac{b}{5} = 10cm < 33cm \rightarrow \text{condition vérifié}$$

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38cm^2 \rightarrow CV$$

c) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32cm$$

$$\text{Pour } \Phi 12 : L_s = 42.32cm \Rightarrow L_s = 45cm$$

$$\text{Pour } \Phi 16 : L_s = 56.44cm \Rightarrow L_s = 60cm$$

VIII.4.3 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 100 \times \eta \times f_{tj}) \right)$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

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

$$\sigma_s = \min 266.67 ; \max(200 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

) Etat limite dans le béton :

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \sigma_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d}$$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{Ms}{As\beta d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s$ avec : $K = k = \frac{1}{k_1}$

b) Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : h = 20 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis

Mt : moment maximum en travée,

M0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 28.217 = 21.162 \text{KN.m}$

qs = 38.66KN/ml

$$M_u = q_s \times \frac{l^2}{8} = 38.66 \times \frac{4.08^2}{8} = 80.44 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{21.162}{10 \times 80.44} = 0.026 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{11.31}{100 \times 18} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5MPa$$

$$V = q_s \times l = 38.66 \times 4.08 = 157.73KN$$

$$\tau_u = \frac{157.73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.876MPa$$

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{157.73}{100 \times 0.9 \times 18} = 0.19MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

conclusion générale

Ce projet de fin d'études fût une expérience très enrichissante non seulement par le fait de synthétiser les différents acquis (ce qui m'a permis de faire un lien entre la théorie et la pratique) mais aussi en s'initiant au différents logiciels de calcul et de dessin, et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment dont notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols.

Ajouté à cela les différentes recherches bibliographiques effectuées tout au long de ce travail qui m'a apporté un nouvel enseignement très profitable et fructueux.

De plus, les échanges avec les ingénieurs et les techniciens côtoyés ont également été très profitables. J'ai aussi pris conscience que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- **La résistance**
- **La durabilité**
- **L'économie**

J'espère que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

bibliographie

[1]. **Rapport** ; « Séisme du 21 mai 2003 en ALGERIE 2003

[2]. **DTR-BC, 2.48**; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; Alger

[3]. **DTR-BC, 2.41**; Règles de conception et de calcul des (C.B.A93).

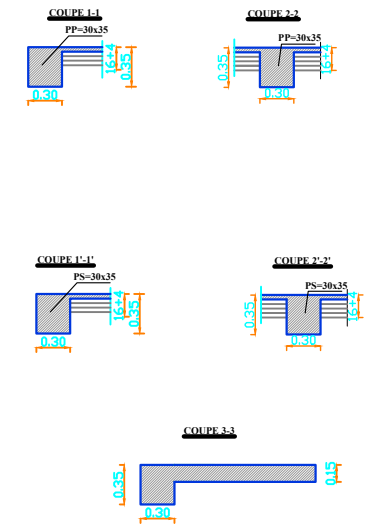
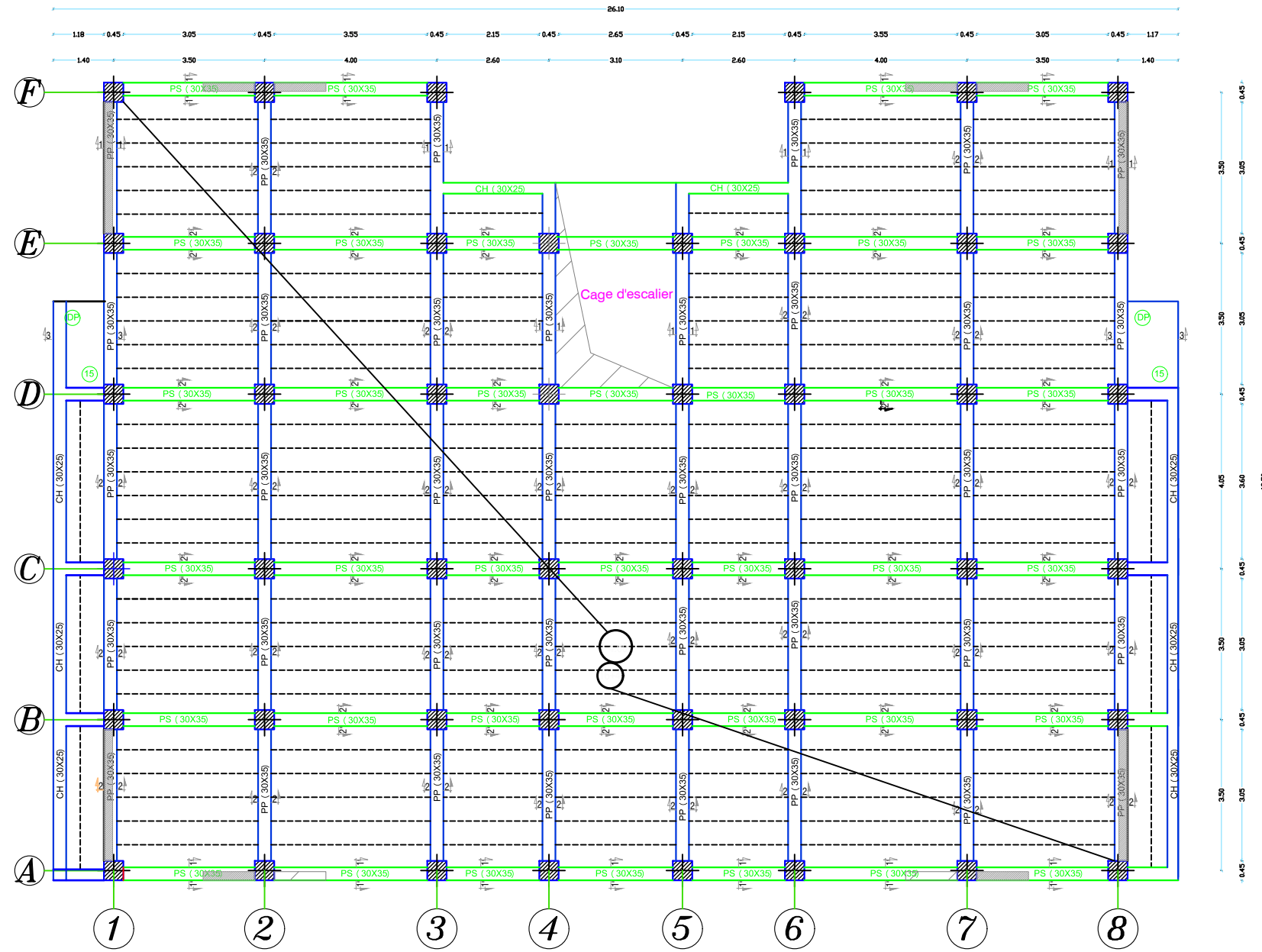
[4]. **Jean-Pierre Mougín**, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris

[5]. **DTR B.C.2.2** « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU;

[6]. **TALEB R** « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version2003 pour les de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et AND ENGINEERING STRUCTURES 4 (2017) 139

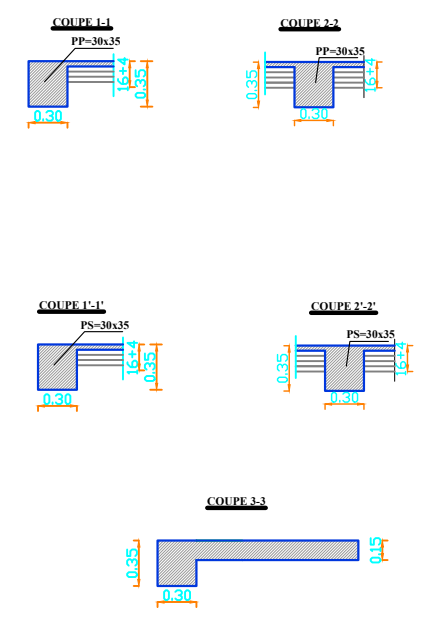
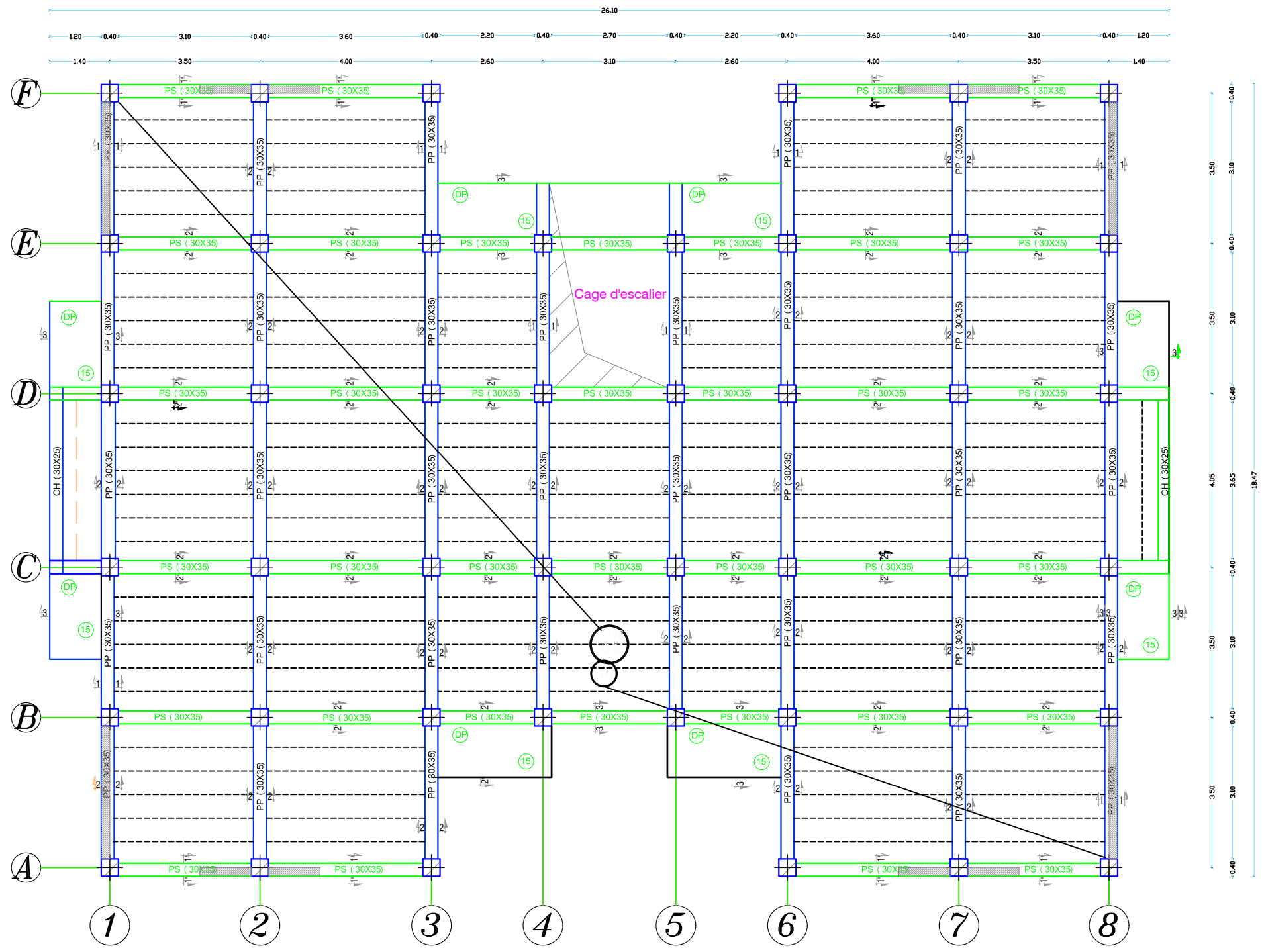
[7]. **Milan ZACEK** « Conception parasismique béton armé » Novembre 2010.

[8]. **Patricia BALONDIER** ;LE SEISME ET LES BATIMENTS, Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes » volume 3



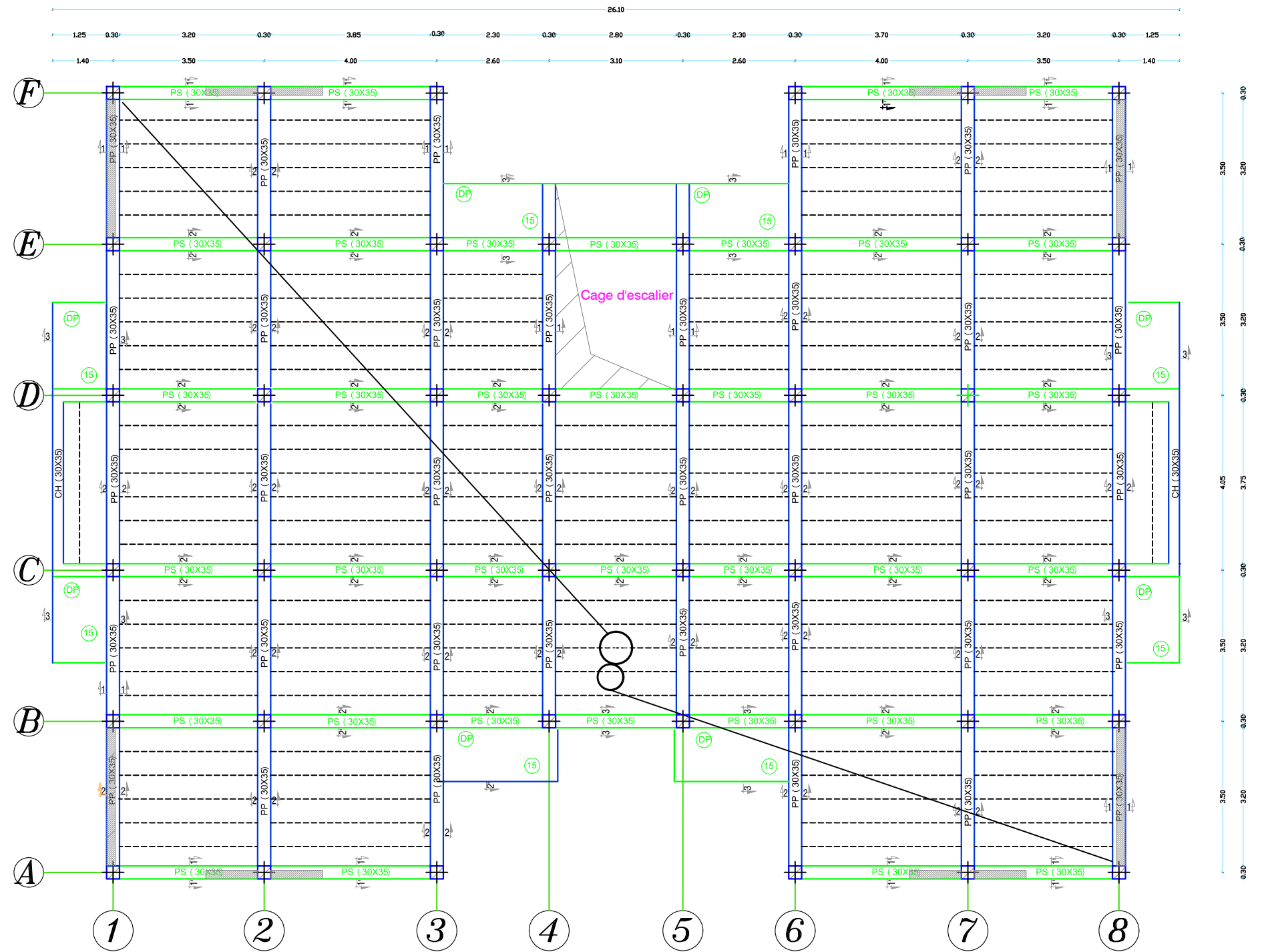
Coffrage de Plancher Niv+4.00 m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTAQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : oualli fadila hamou youva /sfaihi ali	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +4.00 m	
DIRIGE PAR : Mme BOUZID	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N° ECHELLE

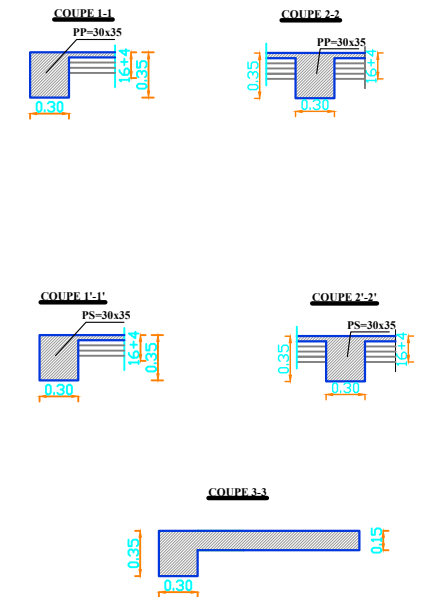


Coffrage de Plancher Niv+10.76m;+13.82m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : oualli fadila hamou youva /sfaihi ali	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV,+10.76 m;+13.82 m	
DIRIGE PAR : Mme BOUZID		
PROMOTION 20209/2021	PLANCHE N°	ECHELLE



Coffrage de Plancher Niv+23.00m.

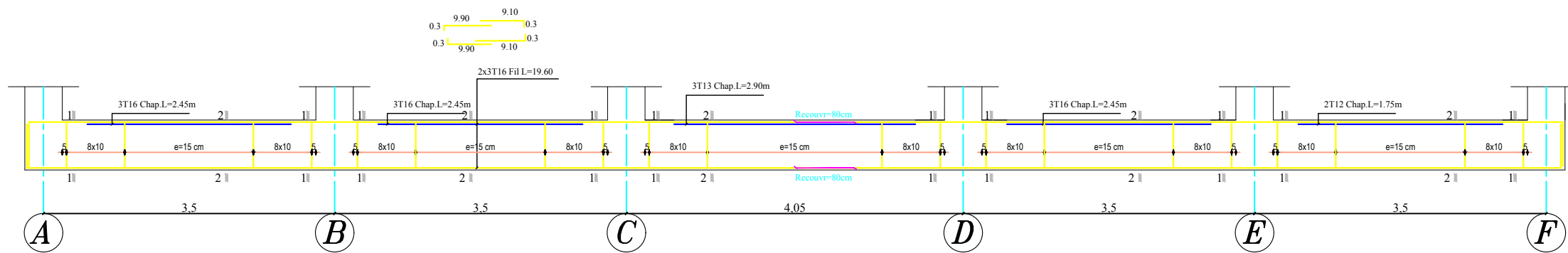


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

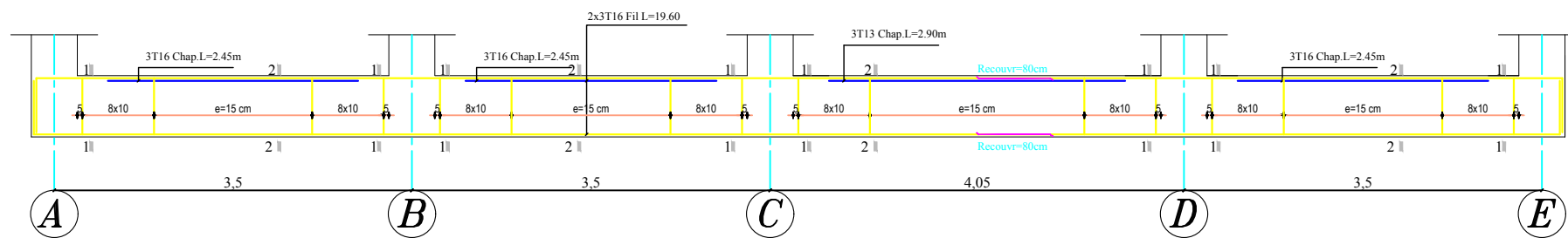
ETUDIE PAR : oualli fadila /hamou youva /sfaihi ali		TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV +23.00m.	
DIRIGE PAR : Mme BOUZID			
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE	

Coffrage et Ferrailage des poutres de rigidité : (35X60)

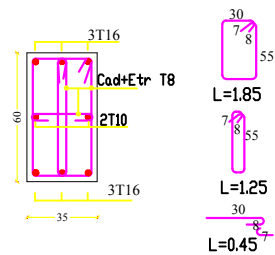
AXE 1-2-3-6-7-8:



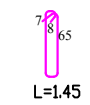
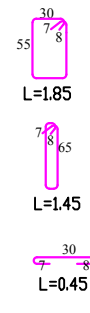
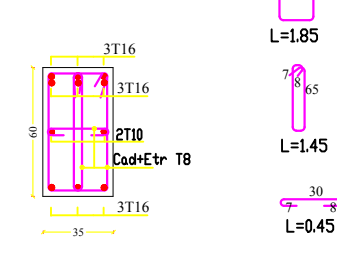
AXE 4-5:



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva /sfaihi ali

TITRE :

FERRAILAGE POUTRES DES RIGIDITE

DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

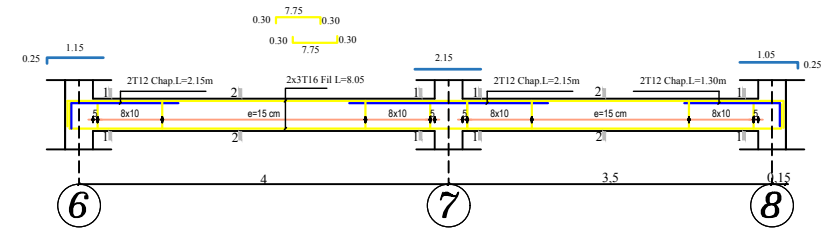
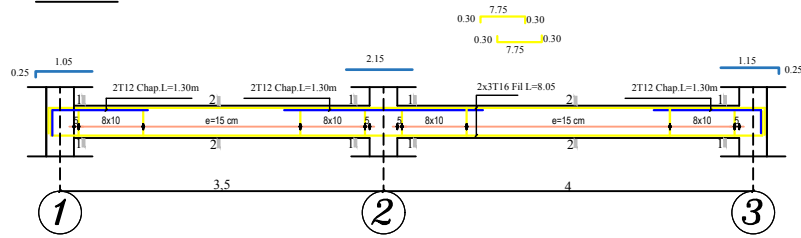
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

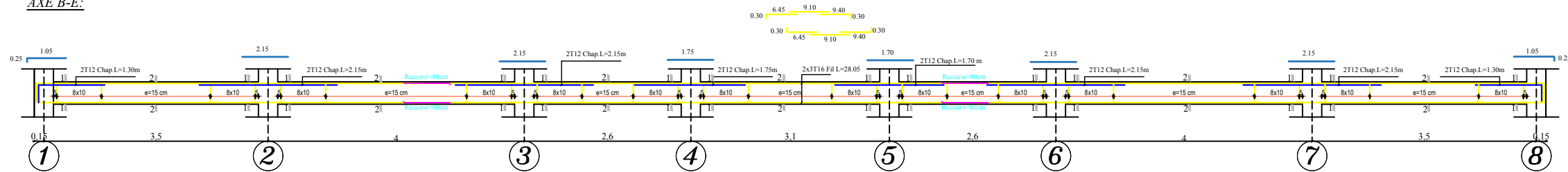
ECHELLE

Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires:(30X35)

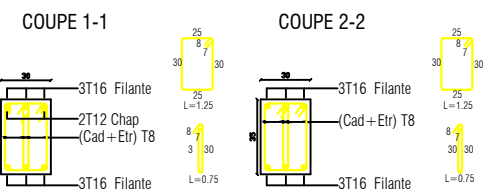
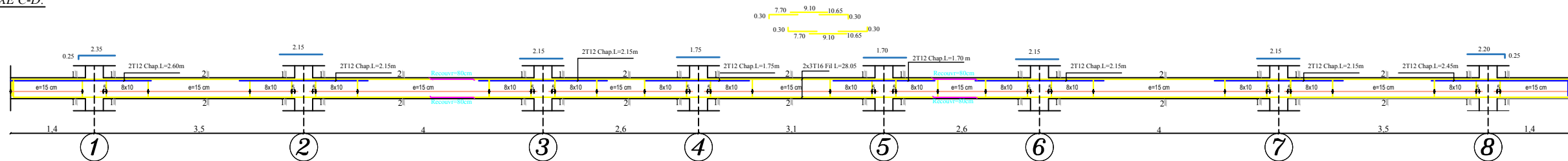
AXE A-F:



AXE B-E:



AXE C-D:

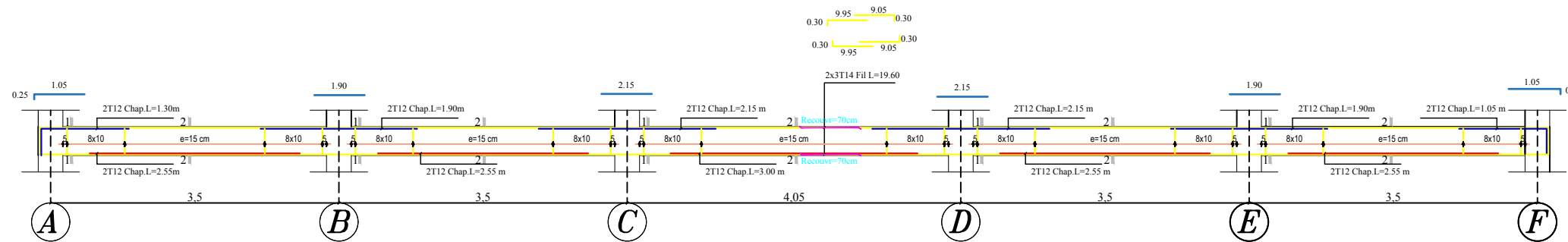


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

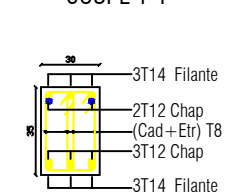
ETUDIE PAR : ouelli fadila hamou youva /sfaihi ali		TITRE : FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES	
DIRIGE PAR : Mme BOUZID			
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE	

Coffrage et Ferrailage des poutres Principales:(30X35)

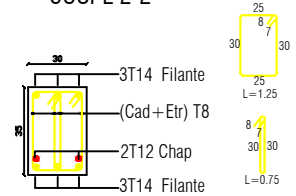
AXE 1-2-3-6-7-8:



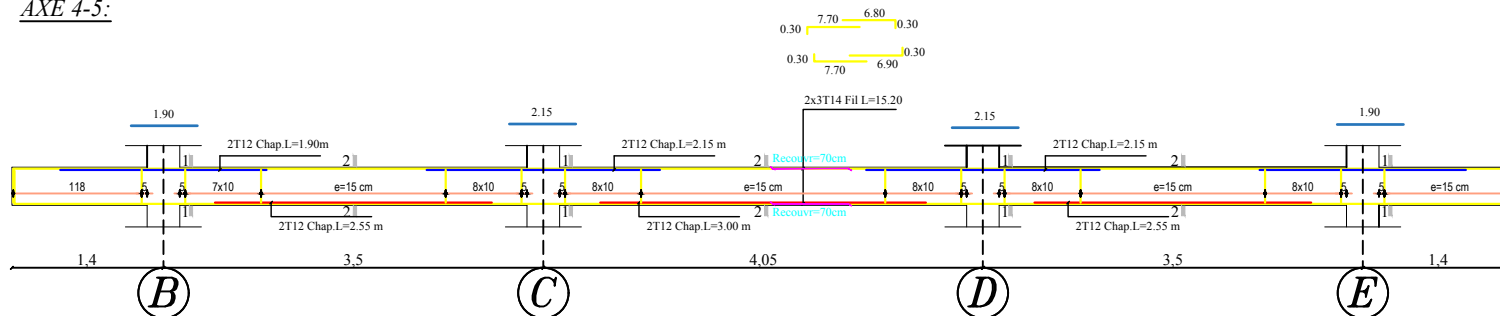
COUPE 1-1



COUPE 2-2



AXE 4-5:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva /sfaihi ali

TITRE :

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES

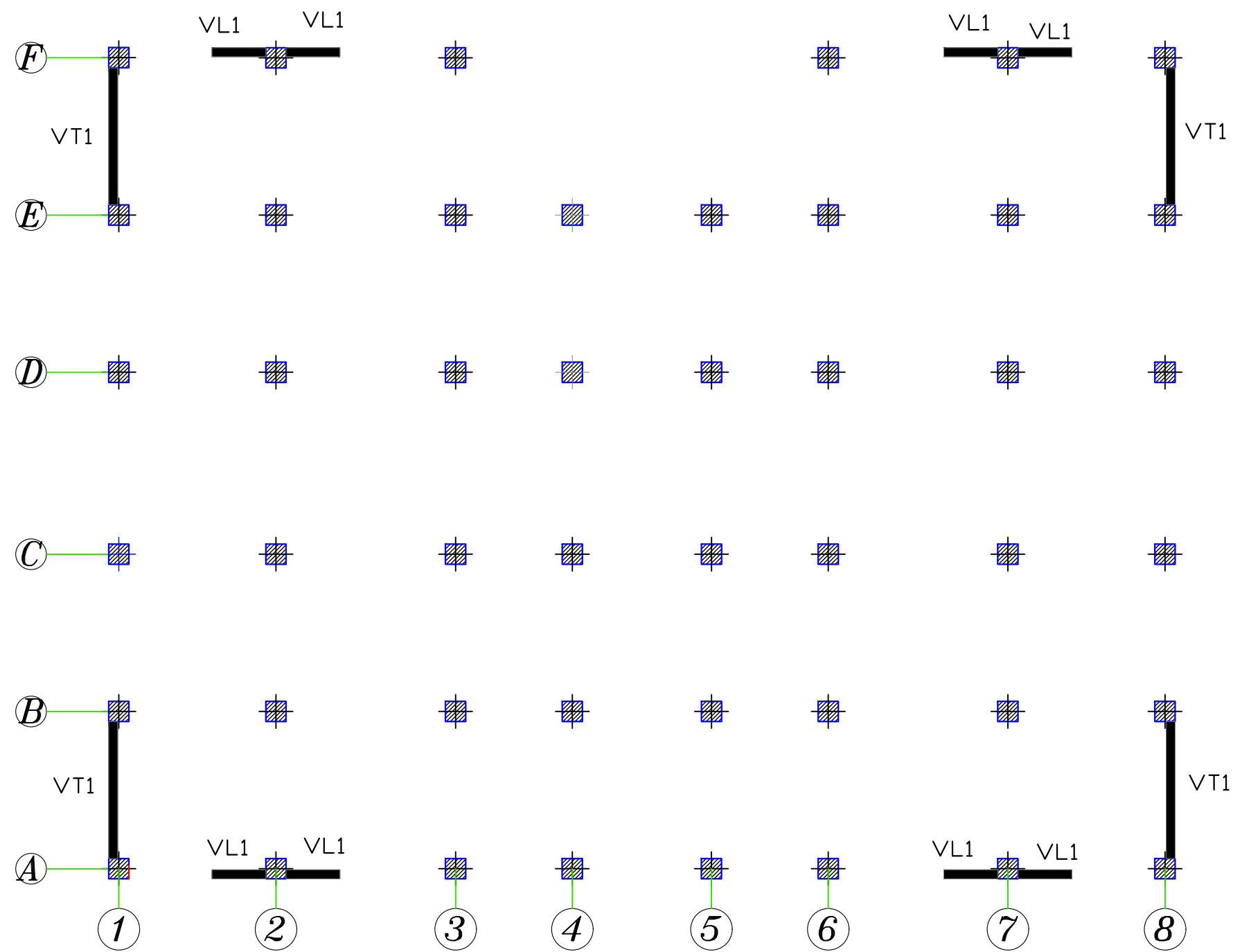
DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE



LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 oualli fadila
 hamou youva /sfaihi ali
 DIRIGE PAR :
 Mme BOUZID

TITRE :
DISPOSITION DES VOILES

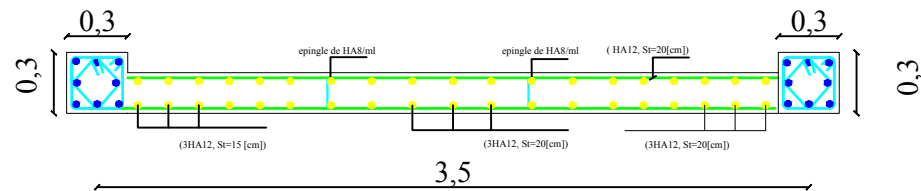
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

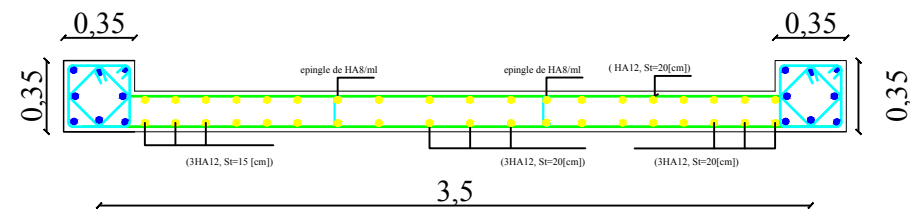
ECHELLE

Voile VT1

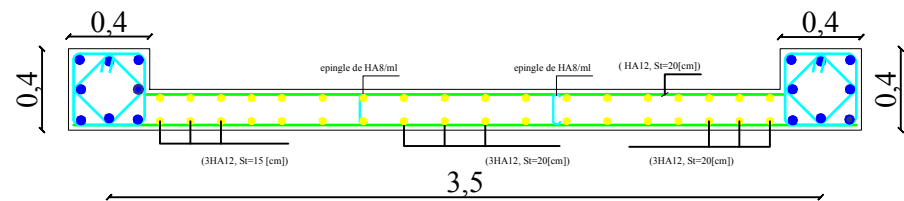
Coupe A-A zone I



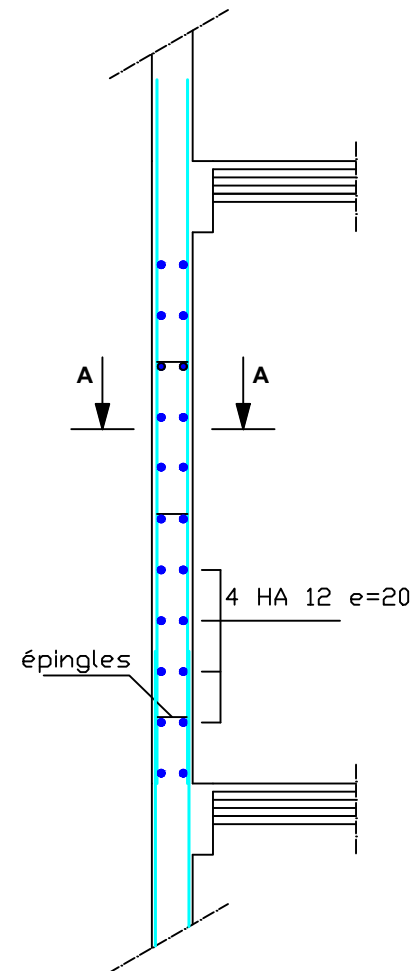
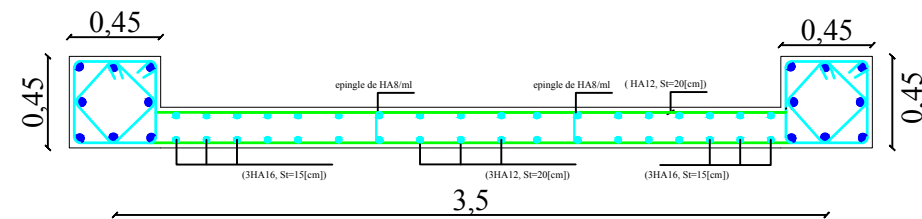
Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva /sfaihi ali

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VT1

DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

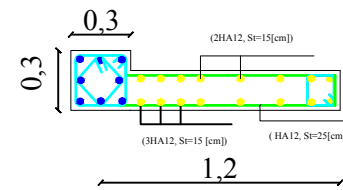
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

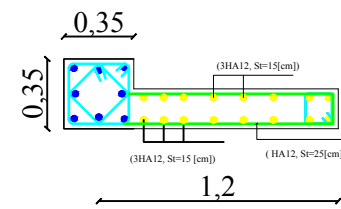
ECHELLE

Voile VL1

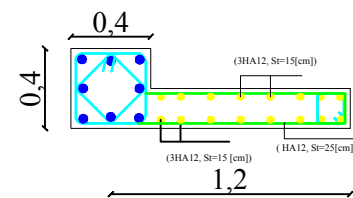
Coupe A-A zone I



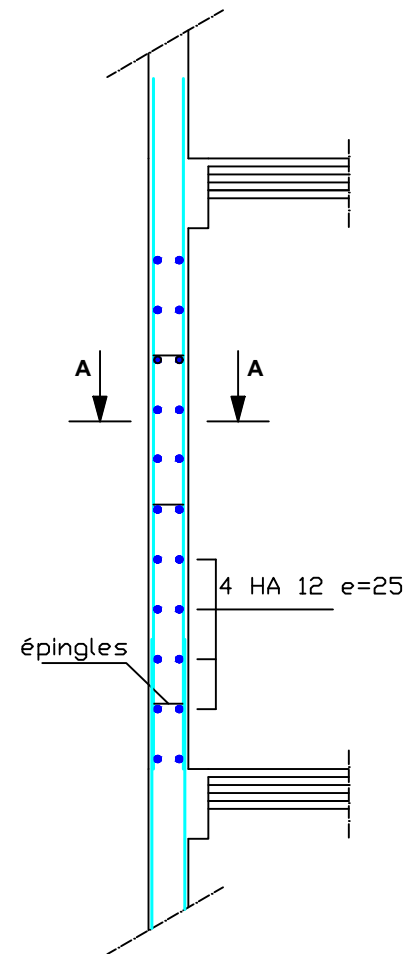
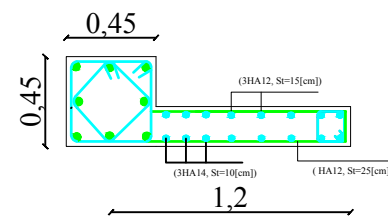
Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva / safihi ali

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VL1

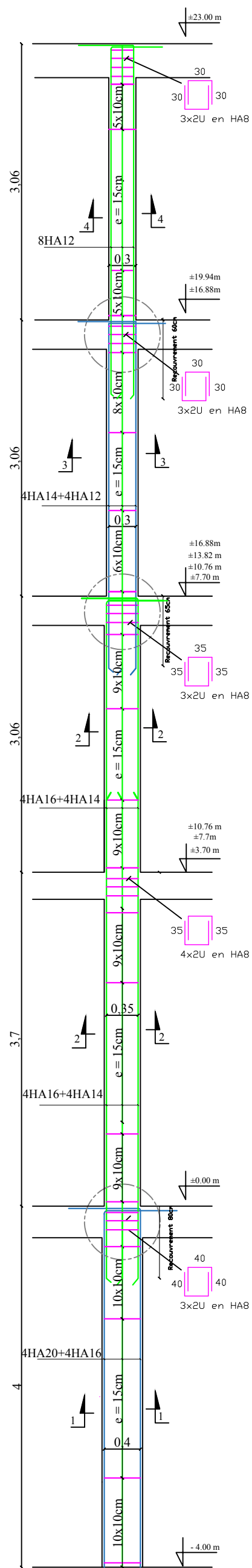
DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

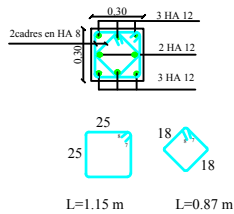
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

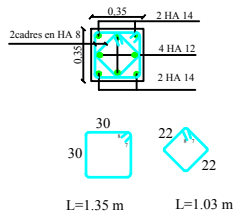
ECHELLE



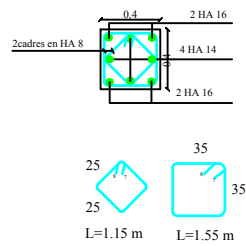
COUPE 4-4



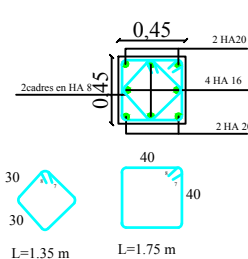
COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 oualli fadila
 hamou youva /sfaihi ali

DIRIGE PAR :
 Mme BOUZID

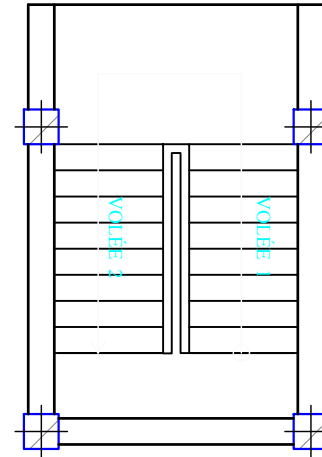
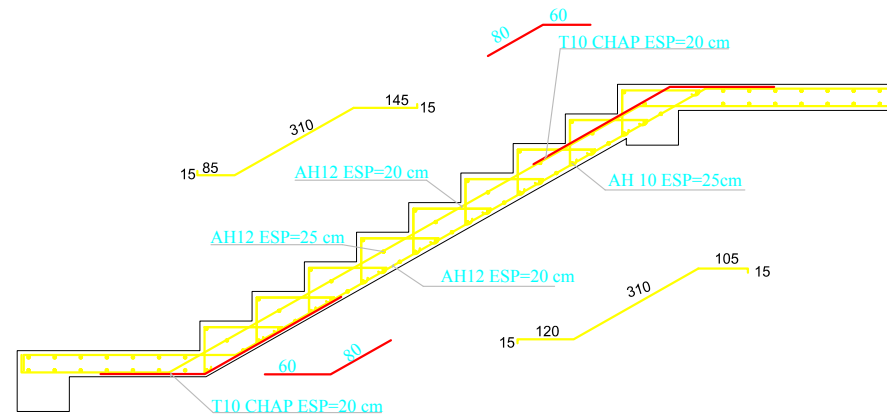
TITRE :
 COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX

PROMOTION 2020/2021

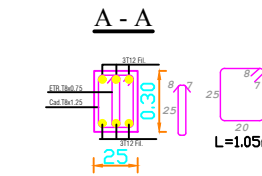
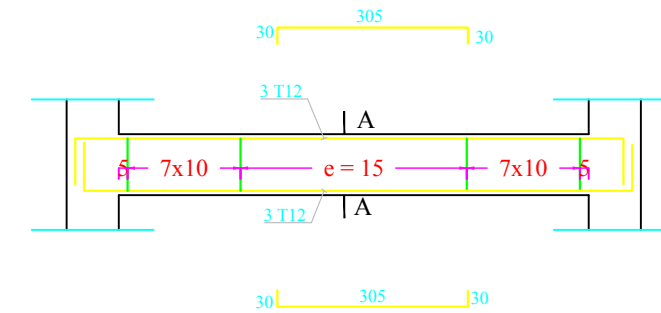
PLANCHE N°

ECHELLE

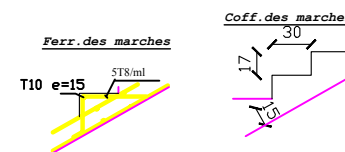
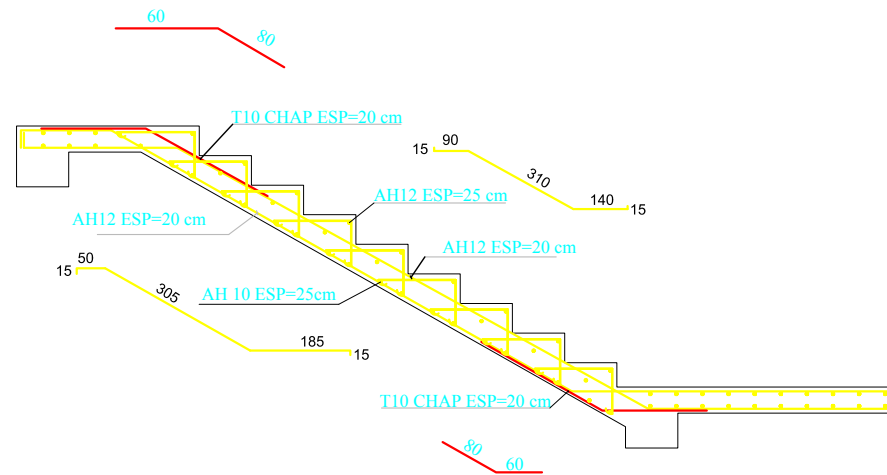
COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1 :



Poutre paliere



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva /sfaihi ali

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES ESCALIERS

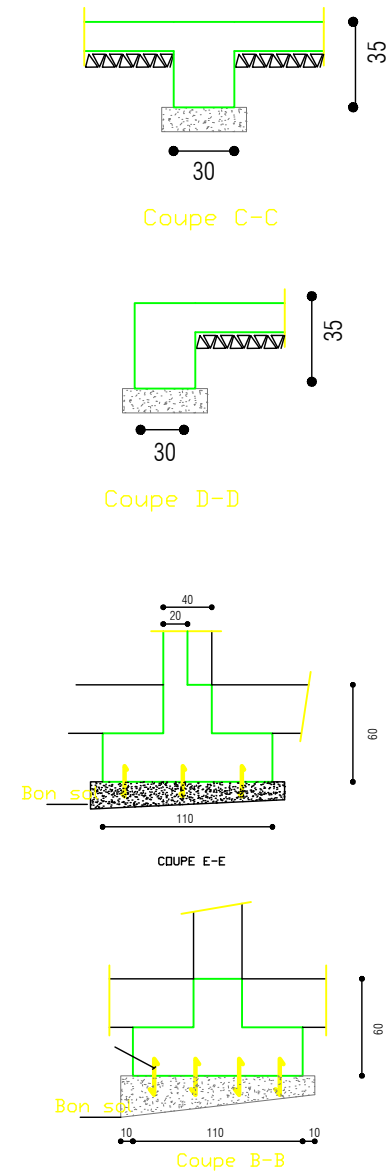
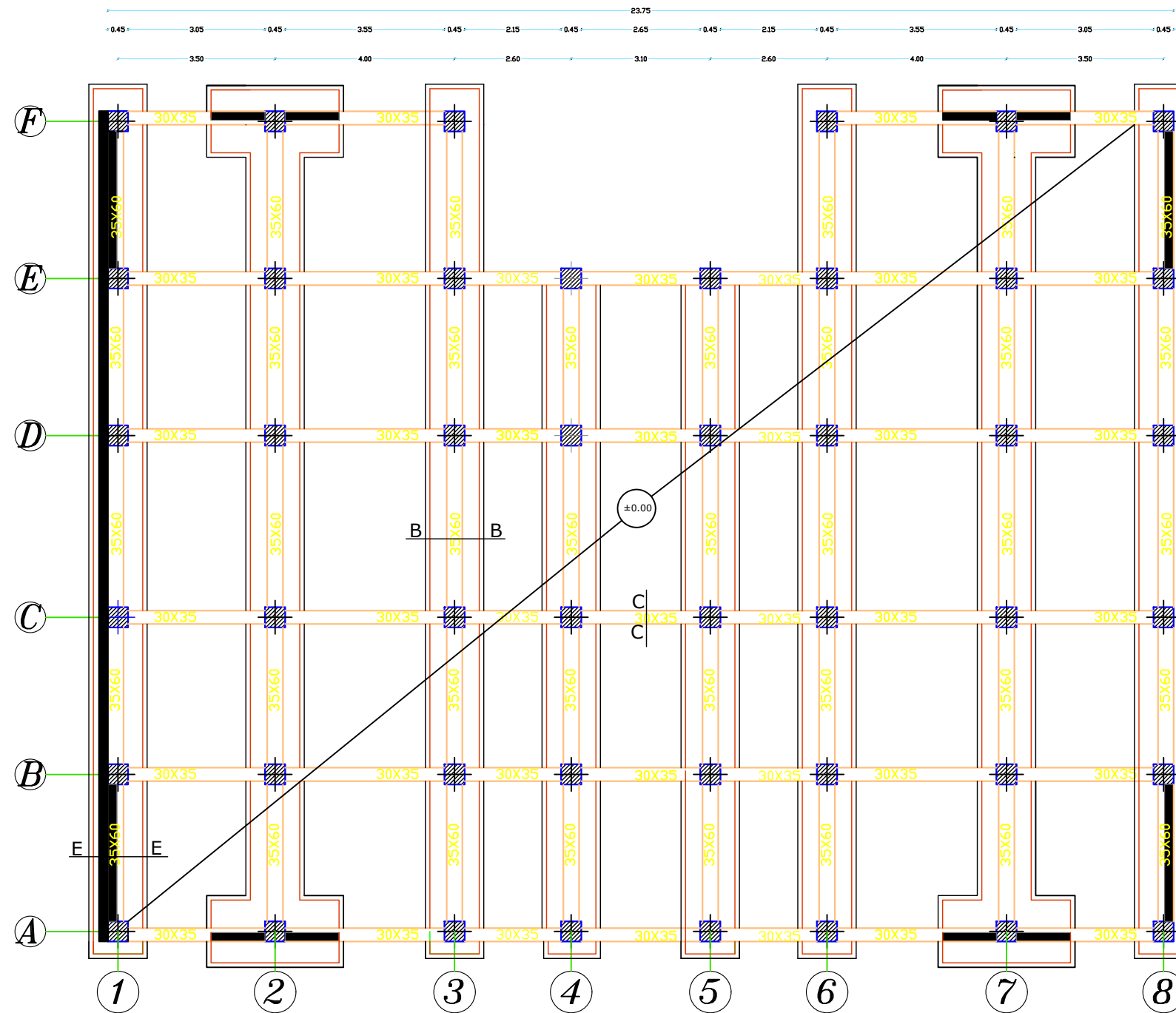
DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

oualli fadila
hamou youva /sfaihi ali

DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

TITRE :

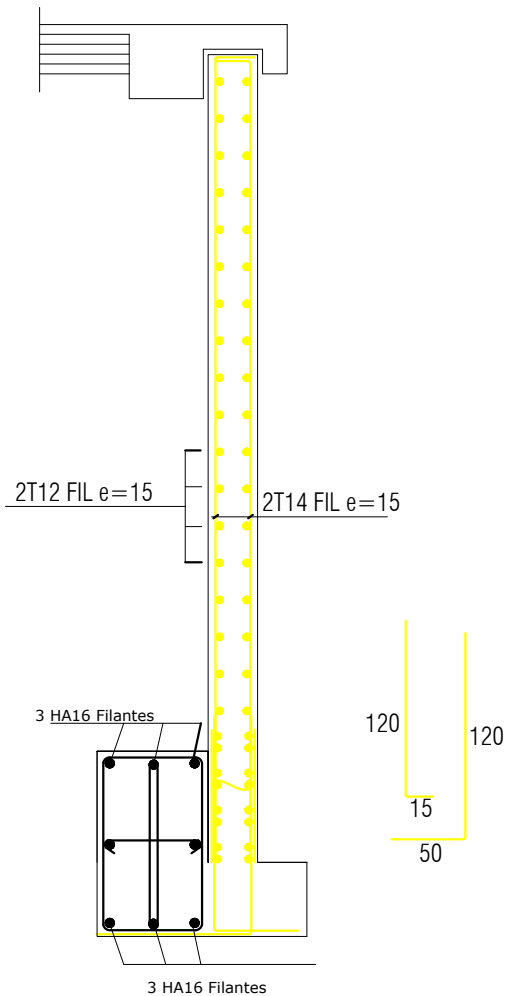
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE

Ferrailage mur plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

oualli fadila
hamou youva / safihi ali

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGES DE MUR PLAQUE

DIRIGE PAR :

Mme BOUZID

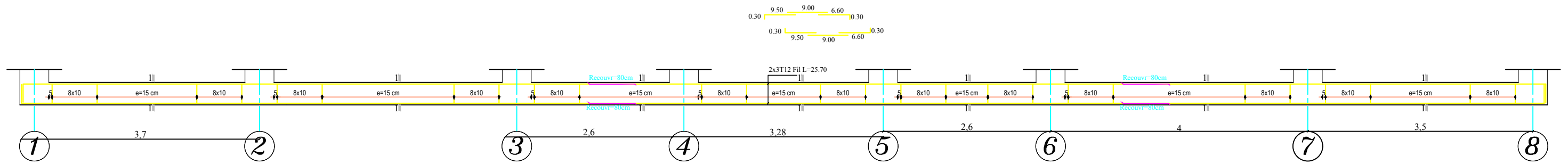
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

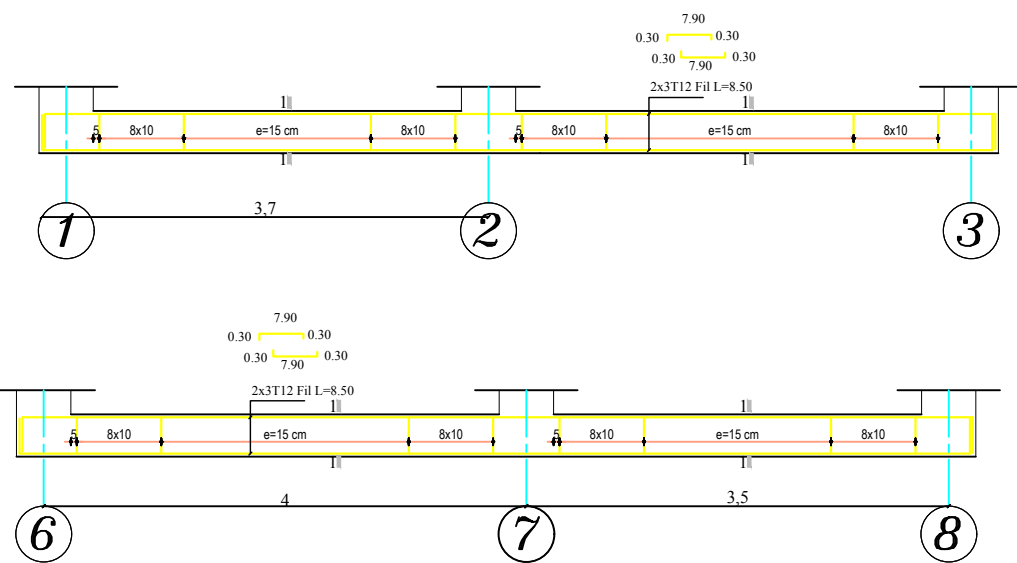
EHELLE

Coffrage et Ferrailage des longraines :(30X35)

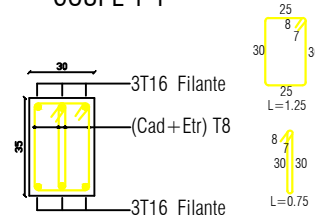
AXE A-B-C-D-E:



AXE F:



COUPE 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : oualli fadila hamou youva /sfaihi ali	TITRE : FERRAILAGE DES LONGRAINES	
DIRIGE PAR : Mme BOUZID	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°
ECHELLE		