

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



*En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil
Option : Construction civile et industrielle (C.C.I).*

Thème

*Etude d'un bâtiment R+7 à usage multiple, contreventé par
voiles et portiques avec application ROBOT*



Etudié par :

M^r : BOUZIANE Brahim
M^r : HAMADI Boussaad

Dirigé par:

M^{me} : SI AHMED H.

Année 2017 / 2018

REMERCIEMENT

MERCI DIEU AVANT TOUTE CHOSE, LE TOUT PUISSANT QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE NÉCESSAIRE POUR MENER CE PROJET A TERME.

NOS CHERS PARANTS, QUI SE SONT SACRIFIÉS TANT POUR NOUS ET NOS FAMILLES ENTIÈRES, A NOS AMIS QUI ONT SUS NOUS SOUTENIR AU BON MOMENT ET TOUTES PERSONNES QUI ONT CONTRIBUÉES DE PRÈS OU DE LOIN À NOTRE TRAVAILLE.

NOUS EXPRIMONS NOTRE RECONNAISSANCE A NOTRE PROMOTRICE **M^{ME} SI AHMED HAYET**, POUR SON SUIVIE ET CES CONSEILS AVISÉE DURANT L'ÉLABORATION DU PROJET.

NOUS TENONS À REMERCIER PROFONDÉMENT L'ENSEMBLE DES ENSEIGNANTS AYANT CONTRIBUÉS À NOTRE FORMATION.

ENFIN, NOS SINCÈRE SALUTATIONS AUX MEMBRES DU JURY QUI NOUS FERONS L'HONNEUR DE JUGER NOTRE TRAVAIL.

DEDICACE

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL À :

- *MON PERE BOUZIANE BELAID*
- *MA MERE IKIOUANE MALIKA*
- *À MES TRES CHER SŒURS.*
- *À TOUTES LA FAMILLE BOUZIANE ET À TOUTES LA FAMILLE IKIOUANE.*
- *MADAME HAMADI MALIKA*
- *MON BINÔME ET TOUTES SA FAMILLE.*
- *TOUTE LA PROMOTION M2 2017/2018.*
- *TOUS MES AMIS(ES).*

BRAHIM.

DEDICACE

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL À :

- *MON PERE HAMADI MAHAMED.*
- *MA MERE MAHDID DAHBLA.*
- *À MA TRES CHER SŒUR , SON FILS YANIS ,
SON MARI AZAZ TAHAR.*
- *À MES TRES CHER FRERE(SADI ,AREZKI
,AZIZ).*
- *À TOUTES LA FAMILLE HAMADI ET LA
FAMILLE MAHDID.*
- *À MON BINÔME ET TOUTES SA FAMILLE.*
- *À TOUTE LA PROMOTION M2 2017/2018.*
- *À TOUS MES AMIS(ES).*

BOUSSAAD .

Sommaire

<u>INTRODUCTION General</u>	...00
<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage.	...01
<u>Chapitre II</u> : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charge.	..08
<u>Chapitre III</u> : Calculs des éléments :	
III.1. Plancher.	...26
III.2. Acrotère.	...43
III.3. Balcon.	...50.
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation et présentation de logiciel robot 2016	...57
<u>Chapitre V</u> : vérification aux exigences de RP	...70
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments structuraux :	
VI.1. Poteaux.	...82
VI.2. Poutres.	...92
VI.3. Voiles.	...101
VI.4. Escalier	...113
VI.5. Poutre palie.	... 124
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure.	...130
<u>CONCLUSION General.</u>	...141
<u>Note de calcul</u>	...142
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	

Introduction Générale

Ce présent mémoire sanctionne un projet de fin d'étude. L'objectif visé par ce travail, est de concevoir et dimensionner en béton armé, un immeuble en (R+7) à usage d'habitation et commercial.

Pour ce faire, nous avons obtenu les plans d'architecture par le billet d'un bureau d'étude d'architecture. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir d'abord les plans de coffrage béton armé, des différents niveaux de la structure.

Le deuxième document qu'on a pu avoir est le rapport de sol. Ce dernier va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage étudié. Il permet, entre autre, de prendre connaissance de la présence ou non d'une nappe phréatique, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et d'indiquer clairement la profondeur des fondations. Les recommandations de ce rapport, devront être scrupuleusement respectées lors du choix de fondation et sa réalisation.

Après avoir accéder à ces deux documents importants, on peut redimensionner les éléments structuraux de notre construction

Une fois les éléments cités ci-dessus exploités, on passera à l'étape du pré-dimensionnement des éléments structuraux. Cette étape s'appuie sur les règles technique de conception et calcul des structures en béton armée (C.B.A 93) ainsi que le règlement parasismique algérien (R.P.A 99 modifiée 2003).

Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée sera composée de portiques et voiles de contreventement. Il s'agit dans cette partie du travail, de déterminer le pourcentage et le nombre de voile à injecter dans la structure, ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur les plans d'architecture de la structure et en respectant le règlement R.P.A 99 modifié 2003.

A fin d'obtenir rapidement les diagrammes des efforts internes maximaux (c.-à-d repérer les sections dangereuses) et passer au ferrailage des éléments structuraux, nous avons opté pour l'utilisation d'un logiciel performant ROBOT BAT. Ce dernier est basé sur la méthode des éléments finis. L'étude dynamique est aussi effectuée par ce logiciel qui utilise la méthode dynamique nodale spectrale.

Pour conclure nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification sur la stabilité de l'ouvrage.

L'ensemble OUVRAGE-FONDATION-SOL doit être stable avec aucune possibilité de mouvements suivants : - Pas de glissement horizontal - Pas de déplacement verticale

Et pas de renversement (les forces verticales doivent contrebalancer l'ouvrage.

I .1 Introduction :

Notre projet consiste à calculer les éléments en béton armé d'un immeuble en **(R+7)** à usage d'habitation et commercial. Ce bâtiment sera implanté à **AGOUNI CHARKI** dans la commune d'**AZEFFOUN**. Ce site est classé selon le **RPA 99 version 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité (**ZONE 2A**).

I .1.1 Description :

Cet ouvrage est constitué d'un rez-de-chaussée à usage commercial, d'un étage de service à usage administratif (Bureaux), d'un étage attique et de cinq étages à usage d'habitation. Le dernier niveau est couvert d'une toiture en bois, le dimensionnement et calcul de ses éléments est présenté au chapitre II.

I .1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 25.50 m
- La hauteur du R.D.C : 4.08 m
- La hauteur d'étage courant : 3.06 m
- La longueur du bloc : 17.4 m
- La largeur du bloc : 11.65 m

I .2 Caractéristique mécanique des matériaux :

A. Le béton :

Est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

A.1 Caractéristiques physiques et mécaniques :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à base d'écrasement d'éprouvette normalisées (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge <28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} \times f_{c28}$$

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

b) Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

A.2 Contraintes limite :

A.2.1 Les états limites

On définit les états -limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculer.

a) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond a la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond a l'un ou l'autre des états suivant :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement)
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture)
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement)

La contrainte limite du béton a l'ELU correspond a l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41,BAEL 91) :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

γ_b Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1.15 \text{ Si la situation est accidentelle}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ Si la situation est courante}$$

θ : Coefficient d'application

$$\theta = 1 \text{ Lorsque } j > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0.9 \text{ Lorsque } 1 < j < 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0.85 \text{ Lorsque } j < 1 \text{ heures}$$

b) Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouvertures des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages)

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

A.3 Diagramme contraintes –Déformation du béton :

a) A l'ELU

La relation contraintes –déformation est illustrée dans la **Figure 1- 1**

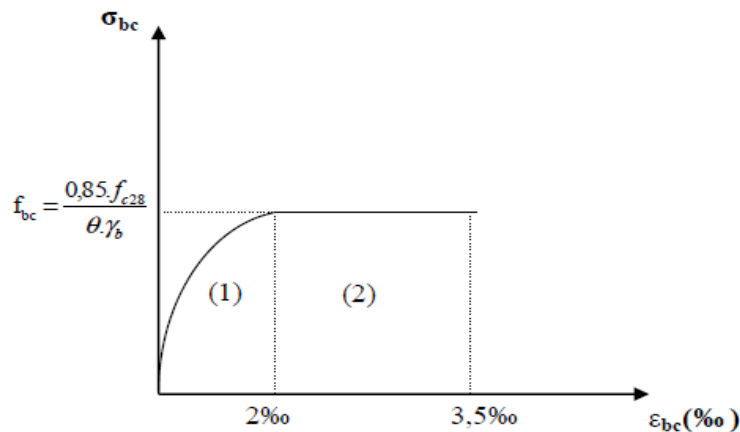


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

b) A l'ELS

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire .La relation contrainte-déformation est illustrée dans la **Figure C-2** :

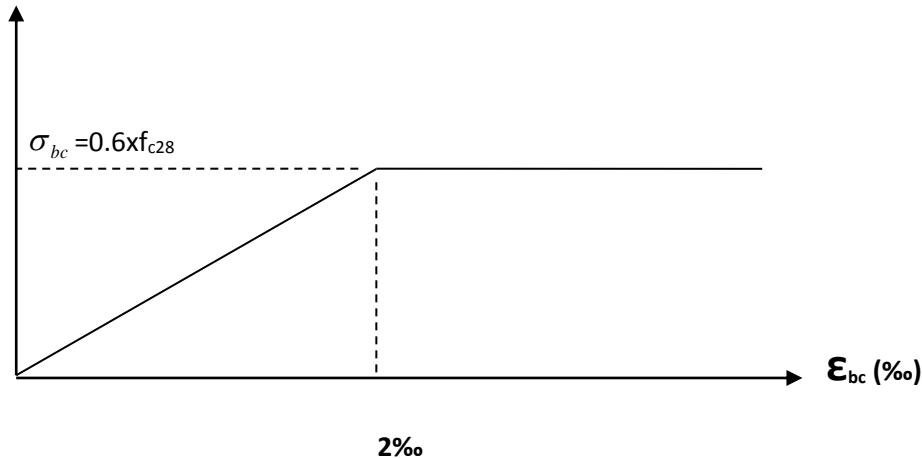


Figure C-2- diagramme contrainte- déformation à [ELS]

A.4 Contraintes limite de cisaillement :(Art A-5.121 BAEL 91)

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5\}[MPa] \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4\}[MPa] \rightarrow \text{fissuration prejudiciable}$$

A.5 Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = 15 [MPa]$$

A.6 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ **Module d'élasticité instantané:** (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égal

à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$

➤ **Module d'élasticité différée :** (art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage du béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_v = 10819 \text{ MPA}$

➤ **Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPA} \quad \text{avec} \quad E : \text{Module de Young (module d'élasticité)}$$

ν : Coefficient de Poisson

A.7 Coefficient de Poisson : (art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversale et longitudinal .

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

Avec : $\nu=0$ à l'ELU (état limite ultime)

$\nu=0,2$ à l'ELS (état limite service)

B-Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers, dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers à utiliser :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e en MPA	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Haute adhérence	FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\emptyset < 6$)	T S	520	1.3	1

Tableau B.1 : Caractéristiques des aciers

B.2 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité (E_s) de l'acier est pris égal a : $E_s= 200000 \text{ MPA}$

B.3 Le coefficient de poisson de l'acier :

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égale a 0,3

B.3 Limite d'élasticité de l'acier :

B.3.1 A l'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ pour le cas courant}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel (art A.3.2 BAEL 91)}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

pour les aciers a haute adhérence FeE400

$$\sigma_s = 204 \text{ MPA pour les aciers doux FeE24}$$

B.3.2 A l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL 91 . On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : (BAEL91 / 4.5.32)

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

- **Fissuration préjudiciable** : (BAEL91/ Art4.5.33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, La contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec η coefficient de fissuration

$$\eta = 1.6 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1.3 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi < 6\text{mm}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Pour les HA}$$

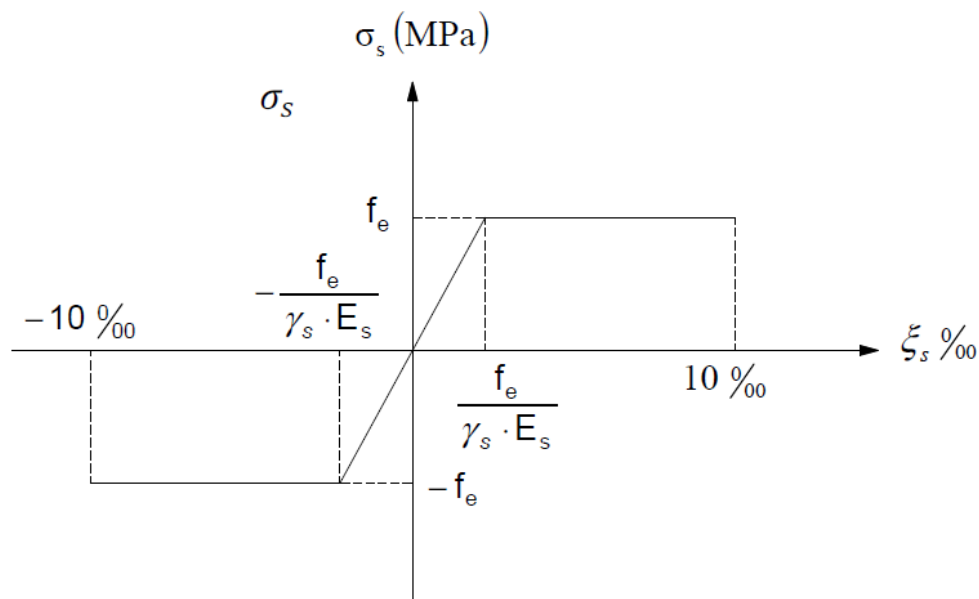
- **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 / Art 4.5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée a :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec η coefficient de fissuration : $\eta = 1.6 \dots \dots \dots$ Pour les HA

Les valeurs exactes obtenues sont : $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPA}$ pour les HA

B.3 Diagramme contraintes déformation : (Art A.2.2.2/BAEL91)**B.4 Protection des armatures : (art A.7.2 4 BAEL91)**

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

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

Chapitre II

Pré dimensionnement

des éléments et descente des charges

II .1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticale
Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation du plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par la fondation.
- Sollicitations horizontales :
Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventements constitué par les portiques.

II .2 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. La structure comporte deux sortes de planchers et qui sont :

a) Plancher en corps creux.

b) Dalle pleine.

II .2.1) Le plancher en corps creux :

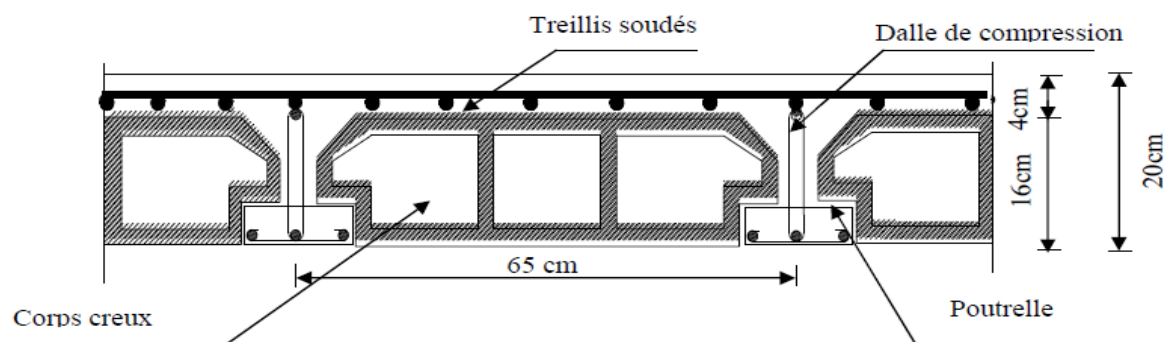
Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression armée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

$$H_t \geq L/22.5$$

Avec : h_t : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.



Dans notre cas la portée libre maximale : $L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$$H_t \geq 315/22.5 = 14 \text{ cm}$$

On opte alors pour :

$h_t = 20 = (16+4)$ qui sera valable pour tous les planchers a corps creux.

✓ **Conclusion :**

on adoptera un plancher de 20[cm], composé d'un hourdis de 16[cm] et d'une dalle de compression d'épaisseur de 4[cm].

{ 16[cm] la hauteur du corps creux.
4[cm] la hauteur de la dalle de compression.

II .2.2) Le plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importantes compares aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminées selon les critères suivants :

- Selon leurs portés.
- La résistance a la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

II .2.2.1 Condition de résistance a la flexion :

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

$$e \geq L_0 / 10$$

- L_0 : Portée libre.
- e : Epaisseur de la dalle.

Dans notre cas :

$$e \geq 1.3/10 = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II .2.2.2 Resistance aux feux :

Selon le classement des planchers **les normes** en vigueur nous donne les épaisseurs suivantes :

- ✓ $e_p = 11 \text{ cm}$: Pour les planchers présentant un risque particulier contre les incendies.
- ✓ $e_p \geq 7 \text{ cm}$: Pour les planchers ne présentant aucun risque particulier contre les incendies.

II .2.2.3 Isolation acoustique :

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

$$\begin{aligned} L &= 13.3 \cdot \log(10M) \quad \text{si} \quad M < 200 \text{ [kg/m}^2\text{]} \\ L &= 15 \log(M) + 9 \quad \text{si} \quad M > 200 \text{ [kg/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 .

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

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

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ dan/m}_3$

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

Nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

II.3) Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). Il y'a deux types de poutres :

✓ Les poutres principales :

- Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles et aux poutres secondaires.
- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

✓ Les poutres secondaires :(chainage)

Elle relie les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié 99** les poutres seront pré dimensionné par la condition **de la flèche**.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

(Art A.4.14 BAEL 91)

- h : hauteur comprise entre $L/15 \leq h \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Le coffrage minimum des poutres est donné comme suit :

- $Min (b, h) \geq 25cm$ Pour la zone **II. A**
- $Min (b, h) \geq h_e/20$ avec h_e la hauteur libre entre étages.
- Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ (RPA99/Art7.5.1)

II .3.1 Les poutres principales (PP) :

D'après les règles du **B.A.E.L 91** on 'a :

$$L/15 \leq h \leq L/10.$$

Avec :

- ✓ L : la distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- ✓ H : hauteur de la poutre.

Donc :

➤ $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$ $L = 375 \text{ cm} = 3.75 \text{ m}$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \dots\dots\dots \quad 25 \leq h_t \leq 37.5 \quad \dots\dots\dots \text{ Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm}$$

➤ $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ $14 \leq b \leq 24.55$ Nous prendrons : $b = 25 \text{ cm}$

II.3.2 Les poutres secondaires (PS) :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles du **CBA93** on 'a :

- $L = 340 - 25 = 315 \text{ cm} = 3.15 \text{ m}$
- $\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$ $21 \leq h_t \leq 31.5$ Nous prendrons : $h_t = 35 \text{ cm}$
- $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ $14 \leq b \leq 24.5$ Nous prendrons : $b = 25 \text{ cm}$

✓ Vérifications de nos résultats aux exigences du **R.P.A 99** version **2003** :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	Vérifiée

$h/b \leq 4$	1.4	1.4	Vérifiée
--------------	-----	-----	----------

II.4) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigide en béton armée coulé sur place qui ont pour fonction principal est d'assurer **la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux**.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément a **l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003** qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

Avec : e_p : Epaisseur des voiles.

L : Longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités, avec un **minimum de 15 cm**.

$$e_p \geq \max \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} = \frac{h_e}{20}$$

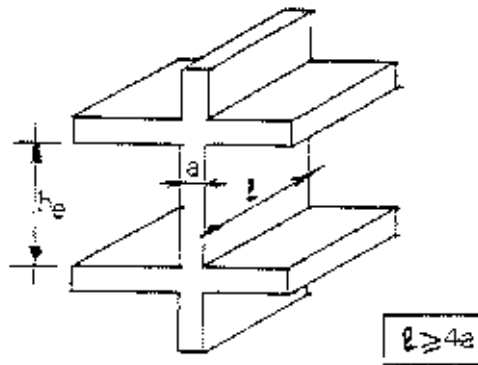


Fig. 7.7 : Coupe de voile en élévation

- Dans notre cas on 'a des voiles en élévation.

➤ Au niveau du rez de chaussé :

$$a \geq \frac{4.2}{20} = 0.21 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

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

$$L \geq 4 e_p = 100 \text{ cm}$$

➤ Au niveau de l'étage courant :

$$a \geq \frac{3.25}{20} = 0.16 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

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

$$L \geq 4 e_p = 100 \text{ cm}$$

➤ Au niveau de l'étage attique :

$$a \geq \frac{2.71}{20} = 0.135 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

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

$$L \geq 4 e_p = 100 \text{ cm}$$

✓ **Remarque :**

Nous passons d'une épaisseur de **15 cm** à **25 cm** pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrages.

II.5) Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple. En vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaire de zone **II. A** :

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

⇒ On effectuera le **calcul** pour le **poteau le plus sollicité**.

Le poteau le plus sollicité dans un ouvrage représente le poteau qui supporte les charges réparties sur la plus grande surface d'influence **S**.

D'après :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3 \cdot f_{c28}} \dots\dots\dots (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99 version 2003})$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort normal revenant aux poteaux considérés.

G : Charge permanentes.

Q : Surcharges d'exploitation en tenant compte de la régression des surcharges.

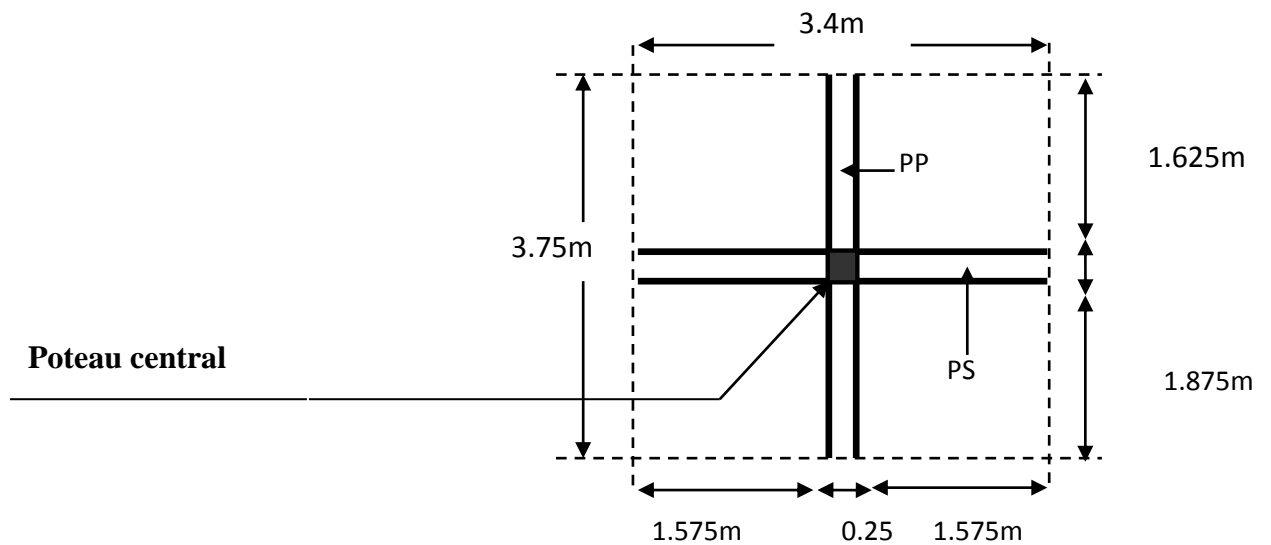
B_c : Section des poteaux ($B_c = S$).

Remarque :

En premier lieu nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99version 2003/Art 7.4.1) qui est de **(25× 25) cm²**.

II.5.1 Surface d'influence :

L'air du plancher revenant au poteau le plus solliciter (E3) sera déterminées comme suit :



$$S_1 = 1.575 \times 1.625 = 2.56 \text{ m}^2 .$$

$$S_2 = 1.575 \times 1.625 = 2.56 \text{ m}^2 .$$

$$S_3 = 1.875 \times 1.575 = 2.95 \text{ m}^2 .$$

$$S_4 = 1.575 \times 1.875 = 2.95 \text{ m}^2 .$$

$$S_{tot} = 11.02 \text{ m}^2 .$$

II.6) Détermination des charges et surcharges :

Pour designer les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation, on se refaire au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

II .6.1 Charges permanentes < G > :

a) Plancher terrasse :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	20	1
2	étanchéité multi couches.	2	6	0,12
3	béton en forme de pente	6	22	1,32
4	Feuille de polyane	1	1	0.01
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Plancher corps creux (16+4)	20	14	2,8
7	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				5,61

Fig. II-. Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible avec sa coupe transversale.

b) Plancher d'étages courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Maçonnerie en briques creuses avec enduit	10	9	1,3
		+	+	
		4	10	
2	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Couche de sable	2	18	0,36
5	Plancher en corps creux	20	14	2,8
6	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				5,46

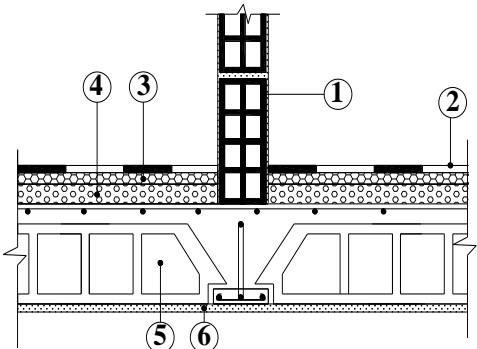


Fig. II.-Caractéristiques des éléments du plancher d'étages courant

C) Maçonnerie :

- Mur extérieur :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	2	18	0,36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	10	9	0,9
		5	/	
2	Cloison en briques creuses	10	9	0,9
3	Enduit de plâtre sur la face intérieur.	2	10	0,2
TOTAL				2,36

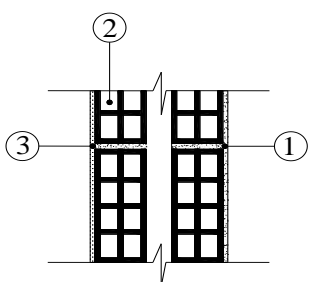


Fig. II-...Charges revenant au mur extérieure .

- Mur intérieure :

Désignation des éléments		Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Briques creuses	10	9	0,9
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				1,3

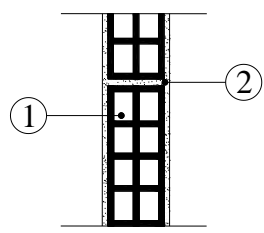


Fig. II-... Charges revenant au mur intérieur.

d) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale a 60 cm.

La **charge permanente** de l'acrotère est déterminée comme suit : $G = \rho \times S \times 1ml$

Avec : ρ : Poids propre.

S : Surface.

$$\text{D'où : } G = 25 \times 0.0668 \times 1ml = 1.67 \text{ Kn/ml}$$

$$\rightarrow G = 1.67 \text{ Kn/ml}$$

II.6.2 Surcharges d'exploitation < Q > :

Les surcharges d'exploitations sont données par le **DTR B.C.2.2** dans le tableau suivant :

Élément	Surcharges (Q) en [KN/m ²
Acrotère	1.00
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Fig. II- Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaire

➤ Charges d'exploitation :

Plancher de l'étage courant :

$$Q_{rdc} = Q_1 = \dots = Q_6 = 1.5 * 12.75 = 19.125 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 12.75 \times 1 = 12.75 \text{ KN.}$$

II.6.3 Poids propre des éléments :

✓ Poids des planchers :

$$P = 5.46 * (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$= 5.46 * (11.02) = 60.17 \text{ KN}$$

$$P_{terrasse} = 5.61 \times 11.02 = 61.82 \text{ KN}$$

✓ Poids des poutres :

a-Poutre principal :

$$P_{pp} = (0.25 * 0.35)(1.625 + 1.875) * 25$$

$$P_{pp} = 7.656 \text{ KN.}$$

b-Poutre secondaire :

$$P_{ps} = (0.25 * 0.35)(1.575 + 1.575) * 25$$

$$P_{ps} = 6.890 \text{ KN}$$

$$P_{TOT} = P_{pp} + P_{ps} = 7.656 + 6.890 = 14.546 \text{ KN.}$$

✓ Poids des poteaux :

- Poteau du RDC :

$$P_{p.rdc} = (0.25 * 0.25)(25)(4.08)$$

$$P_{p.rdc} = 6.375 \text{ KN.}$$

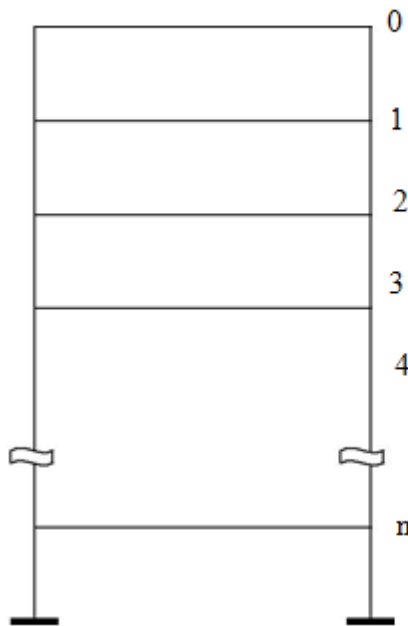
- Poteau de l'étage courant :

$$P_{p.ec} = (0.25 * 0.25) * (25) * 3.06$$

$$P_{p.ec} = 4.781 \text{ KN.}$$

II.7) Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à **grand nombre de niveaux**, où les occupations des divers niveaux peuvent être Considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de **cinq**. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée **n = 7 > 5**, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :


$$Q_{\text{totale}} = Q_0.$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q_1.$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$$

II.7.1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niveau 7 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 = 12.75 \text{ Kn}$.

Niveau 6 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + Q_1 = 12.75 + 1 \times 19.125 = 31.875 \text{ Kn}$.

Niveau 5 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 12.75 + 0.95(19.125 + 19.125) = 49.09 \text{ Kn}$.

Niveau 4 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.75 + 0.90(19.125 \times 3) = 64.39 \text{ Kn}$

Niveau 3 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.75 + 0.85(4 \times 19.125) = 77.775 \text{ Kn}$

Niveau 2 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.75 + 0.80(19.125 \times 5) = 89.25 \text{ Kn}$

Niveau 1 : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.75 + 0.75(19.125 \times 6) = 98.81 \text{ KN}$

Niveau RDC : $Q_{\text{tot}} = Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
 $= 12.75 + 0.70(7 \times 19.125) = 106.46 \text{ Kn}$.

➤ **Détermination des sections des poteaux :**

Niveau	Charges permanentes G (KN)					Charges d'xploi Q(KN)		Eff norma(KN)	Section du poteau	
	Plancher	Poutre	Poteau	G tot	Gcum	Q plancher	Qcum		N= Gcum+Ccum	S=N/0.3fc28
7	61.82	14.546	4.781	79.497	79.497	19.125	19.125	98.622	131.496	25x25
6	60,17	14,546	4,781	79,497	158.994	19,125	38.25	197.244	262.992	25x25
5	60,17	14,546	4,781	79,497	238.491	19,125	57.375	295.866	394.488	25x25
4	60,17	14,546	4,781	79,497	317.988	19,125	76.5	394.09	525.453	25x25
3	60,17	14,546	4,781	79,497	397.485	19,125	95.625	493.11	657.48	30x30
2	60,17	14,546	4,781	79,497	476.982	19,125	114.75	591.173	788.23	30x30
1	60,17	14,546	4,781	79,497	558.073	19,125	133.875	691.948	922.6	30x30
RDC	60,17	14,546	6,375	81,091	637.57	19,125	153	790.57	1054.09	35x35

II.7.2 Vérification aux exigences du RPA99(Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Condition exigees par RPA	Poteaux	Valeurs calculées	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25$ $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ $1/4 < b/h < 4$	Etage 4 ;5 ;6 ;7 (25x25)	$\text{Min}(25,25) = 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = 306/20 = 15,3$	✓
		$1/4 \leq 1 \leq 4$	✓
	Etage 1et2et3 (30x30)	$\text{Min}(30,30) = 30$	✓
		$\frac{h_e}{20} = 306/20 = 15,3$	✓
		$1/4 \leq 1 \leq 4$	✓
	RDC (35x35)	$\text{Min}(35,35) = 35$	✓
		$\frac{h_e}{20} = 408/20 = 20,4$	✓
		$1/4 \leq 1 \leq 4$	✓

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du **séisme du 21 mai 2003** à Boumer des, depuis ce jour il est recommandé de concevoir **des poteaux plus rigide que les poutres** afin de privilégier la **rupture** au niveau de **la poutre** et non au niveau **du poteau** (éviter la rotule plastique).

Et c'est pour ce la que nous sommes passés à la vérification **des rigidités**.

II.8 Vérification des rigidités linéaires :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieur à celle des poutres .

Dans les tableaux ci-dessous nous avons résumés les différents résultats des rigidités poteau et poutre :

- Rigidité des poutres selon X-X :

cm^2			cm				cm^4	cm^3
/	Travée	section	L_0	L	$\frac{1}{2}h_t$	L_c	I_t	K_t
RDC	A-B	(35× 35)	340	305	17.5	322.5	89322.91	256.95
	B-C		340	305		322.5		256.95
	C-D		340	305		322.5		256.95
	D-E		340	305		322.5		256.95
	E-F		340	305		322.5		256.95
1 ^{er} et 2 ^{ème}	A-B	(30x30)	340	310	15	327.5	89322.91	245.36
	B-C		340	310		327.5		245.36
	C-D		340	310		327.5		245.36
	D-E		340	310		327.5		245.36
	E-F		340	310		327.5		245.36
3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5, 6, 7 ^{ém}	A-B	(25x25)	340	315	12.5	332.5	89322.91	256.95
	B-C		340	315		332.5		256.95
	C-D		340	315		332.5		256.95
	D-E		340	315		332.5		256.95
	E-F		340	315		332.5		256.95

➤ Rigidité des poutres selon Y-Y :

/	cm^2		cm				cm^4	cm^3
	Travée	Section	L_0	L	$\frac{1}{2}h_t$	L_c	I_t	K_t
RDC	1-2	(35x35)	350	315	17.5	332.5	89322.91	234.47
	2-3		400	365		382.5		154.01
	3-4		350	315		332.5		234.47
1 ^{er} et 2 ^{em}	1-2	(30x30)	350	320	17.5	337.5	89322.91	224.20
	2-3		400	370		387.5		148.13
	3-4		350	320		337.5		224.20
3 ^{émé} 4 ^{émé} 5 ^{émé} 6 ^{émé}	1-2	(25x25)	350	325	17.5	342.5	89322.91	214.52
	2-3		400	375		392.5		142.53
	3-4		350	325		342.5		214.52

- Rigidité des poteaux transversaux Y-Y et X-X :

cm^2		cm				cm^4	cm^3
Niveau	Section	h_0	h	$\frac{1}{2}e_p$	h_c	$I_t(10^3)$	K_t
RDC	(35x35)	390.5	373	17.5	390.5	125.052	202.64
1,2,3 ^{émé}	(30x30)	288.5	271	15	286	67.5	278.42
4,5,6 ^{émé}	(25x25)	288.5	271	12.5	283.5	32.552	137.85

Remarque : On constate d'après les résultats sur les tableaux ci-dessus que la **Rigidité poteau-poutre** n'est pas vérifiée.

Conclusion : Nous devons augmenter la section des poteaux pour avoir une rigidité plus importante au niveau des poteaux par rapport à celle des poutres.

Les modifications que nous avons portées sur la section des poteaux sont résumées dans le tableau ci-dessus :

cm^2		cm				cm^4	cm^3
Niveau	Section	h_0	h	$\frac{1}{2}e_p$	h_c	$I_t(10^3)$	K_t
RDC	(40x40)	390.5	373	20	390.5	213.33	533.32
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(35x35)	288.5	271	17.5	286	125.052	412.03
3,4,5,6 ^{ème}	(35x35)	288.5	271	17.5	286	125.052	412.03

II.9 Vérification de la condition de non flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec : l_f : Longueur de flambement. $\rightarrow l_f = 0.5 L_0$.

i : Rayon de giration. $\rightarrow i = \frac{I}{S}$

H_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$

I : Moment d'inertie du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.5L_0}{\frac{I}{S}} = 0.5L_0 \times \frac{12}{b^3}$$

Finalement : $\lambda = 2.425 \times \frac{L_0}{b}$

/	Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie × 10 ³ (cm ⁴)	H ₀ (cm)	L _f (cm)	i (cm ²)	λ
$\lambda = 2.425 \times \frac{L_0}{b}$	RDC	(40x40)	1600	125.05	408	204	133.33	24.74
	1 ^{er} ... 2 ^{ème} Au 7 ^{ème}	(35x35)	1225	213.33	306	153	102.08	21.2

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

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = (16 + 4) = 20cm$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15 cm$
Epaisseur des voiles	RDC + Etages courant	$a = 20 cm$
Section des poutres	Poutre principal	$(25 \times 35)cm^2$
	Poutre secondaire	$(25 \times 35)cm^2$
Section des poteaux	RDC	$(40 \times 40)cm^2$
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	$(35 \times 35)cm^2$
	3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème}	$(35 \times 35)cm^2$

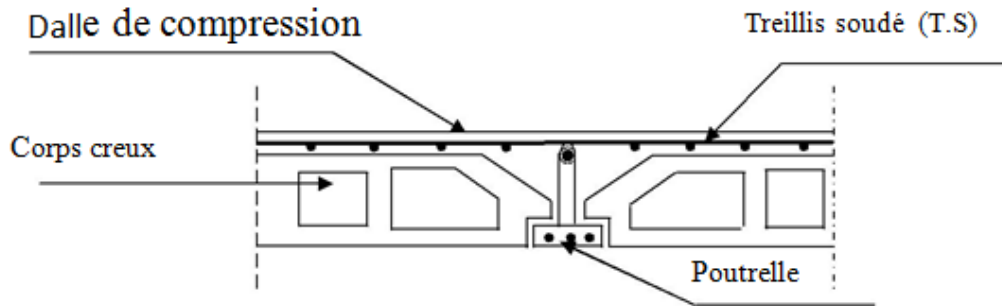
Chapitre III

Etudes des éléments non structuraux

III .1. Les planchers :

III .1.1. Plancher en corps creux :

Introduction : Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées de section en < T >, qui sont disposées suivant la petite portée, distantes de **65 cm** (entre axes).



III 1.2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armée. Elle est d'une épaisseur de 5 cm, Armée d'un quadrillage de treillis soudés de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudées ne doivent pas dépasser les valeurs du **B.A.E.L91**(Art B.6.8.423), et qui sont :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

L : Entre axe des poutrelles $\rightarrow L = 65\text{ cm}$ ($50\text{ cm} < L < 80\text{ cm}$).

Donc :

$$A_i = \frac{4L}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow On adoptera $A_i = 5T5 = 0.98\text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St= 20cm**.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{ii} \geq \frac{A_i}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{r,} = 5T5/ml = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

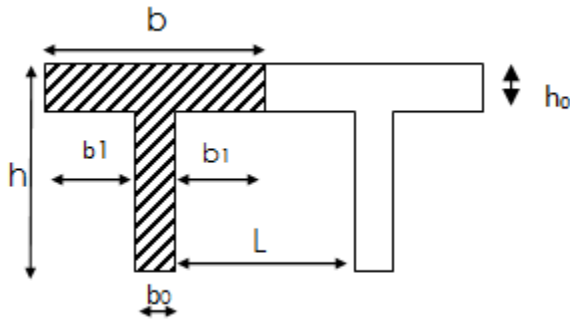
Conclusion : Nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimensions $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III 1.3 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré-fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimensions $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :



$b = 65 \text{ cm}$: Distance entre axe des poutrelles.

$h = (16 + 4)$: Hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12 \text{ cm}$: Largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Epaisseur de la dalle de compression.

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes **avant coulage de la dalle de compression** et **après** le coulage de la dalle de compression :

III .1.3.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales .

Elle travaille en flexion simple, elle peut supporter en plus de son poids propre le poids du corps creux et le poids des ouvriers.

a- Chargement :

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

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

Surcharge due a l'ouvrier : 1.00 KN/ml

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$

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

b- Ferrailage a l'état limite ultime :

Le calcul ce fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.4^2}{8} = 3.61 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.4}{2} = 4.25 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $C = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$\mu_u = \frac{3.61 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.33 \quad \text{d'où} \quad \mu_u = 7.33 \gg \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

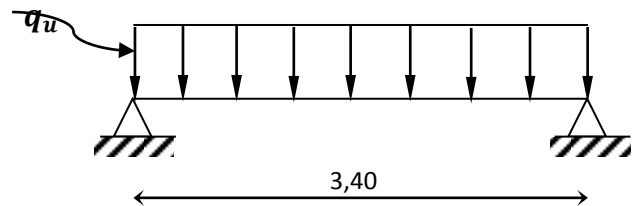


Fig.III.1.A.5 :

Conclusion :

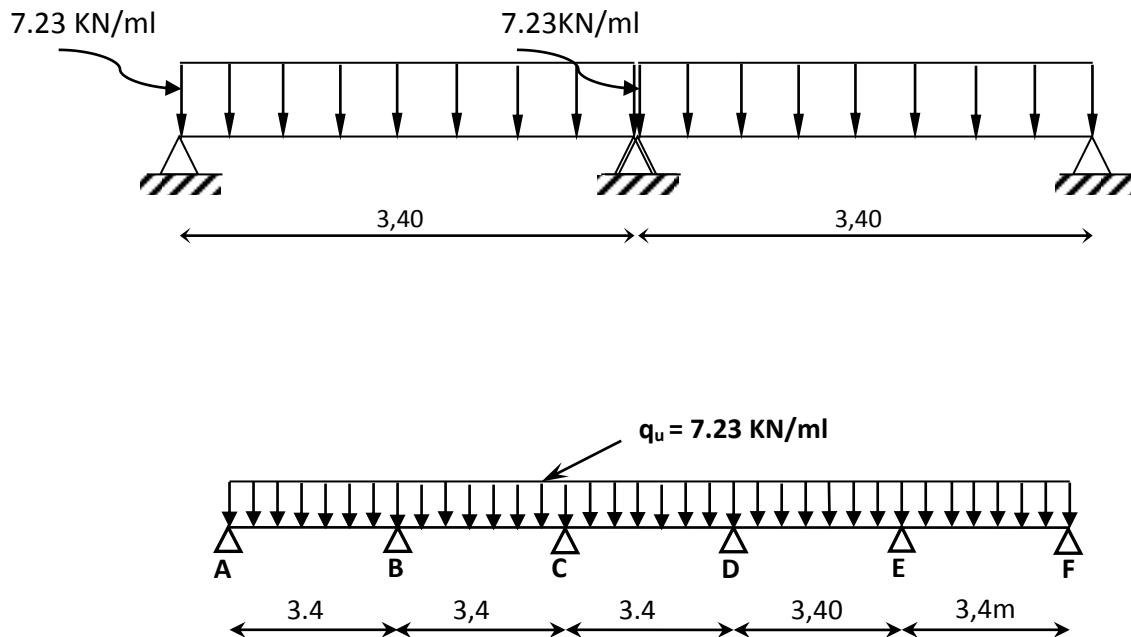
Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige a prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles a supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumise avant coulage .Ces étais sont en général distant de (0.80 a 1.2) m.

III .1.3.2 Apres coulage de la dalle de compression :

Apres coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rives sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Nous avons deux cas a étudier :



a) Chargement:

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant aux planchers.

- Poids propre du plancher : $G = 5.46 * 0.65 = 3.549 \frac{KN}{ml}$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 * 0.65 = 1.625 \frac{KN}{ml}$

Les combinaisons des charges :

- A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.229 \frac{KN}{ml}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 3.549 + 1.625 = 5.174 \frac{KN}{ml}$

b) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminées selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

b-1 Méthode forfaitaire :

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91 .Art B.6.2,210)

1-La méthode s'applique aux planchers a surcharges d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml.

$$Q = 1.625 \text{ KN/ml} \leq \max(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}})$$

$$2 \times G = 2 \times 3.549 = 7.098 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q = 1.625 \leq \max(7.098 ; 5) = 7.098 \frac{\text{KN}}{\text{ML}}. \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2-Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.

3-Les portées successives des différentes travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 : $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.4}{3.4} = 1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

Conclusion :

Compte tenue de la satisfaction de toutes les conditions donc on opte pour l'application de **la méthode forfaitaire**.

- **Application de la méthode :**

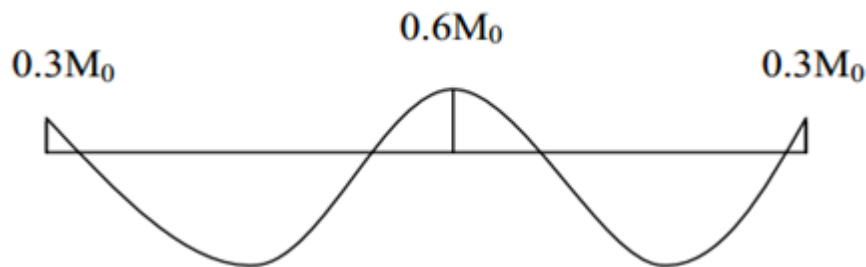


Figure III.1.6 : Diagramme des moments

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.228 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **Calcul du rapport α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.625}{1.625 + 3.549} = 0.314 \text{ KN/ml} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

- Pour une travée intermédiaire : $1 + 0.3\alpha = 1.094$
- Pour une travée de rive : $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647$

➤ Calcul des moments isostatique :

En travée : $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$

Travée	AB	BC
L(m)	3.4	3.4
M_0 (KN.M)	10.44	10.44

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

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
M_{appuis} (KN.m)	3.132	6.264	3.132

a) Calcul des moments en travées :

-Travée AB : $M_{tAB} \geq -\frac{M_A + M_B}{2} + (1 + 0.3\alpha) \cdot M_{AB}$

$$M_{tAB} \geq -\frac{3.132 + 6.264}{2} + 1.094 \times (10.44)$$

$$M_{tAB} \geq -4.698 + 11.42 = 6.722 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) \cdot M_{AB}$$

$$M_{tAB} \geq 0.647 \cdot 10.44 = 6.755 \text{ KN.m}$$

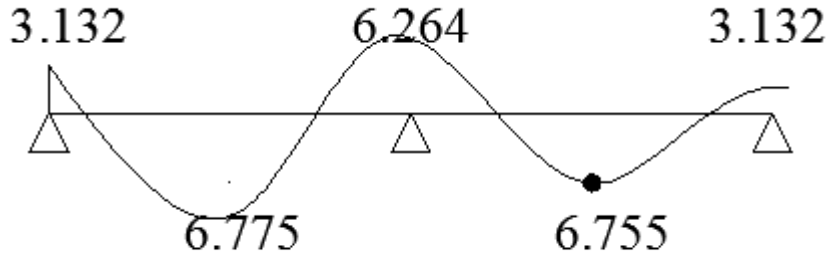
Soit $M_{tAB} = 6.755 \text{ KN.m}$

-Travée BC : $M_{tBC} \geq -\frac{6.264 + 3.132}{2} + 1.094 \cdot (10.44)$

$$M_{tBC} \geq 6.723 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 0.647 \times 10.44 = 6.755 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{tBC} = 6.755 \text{ KN.m}$$



b) Calcul des efforts tranchants :

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

$$T_x = V_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } V_w = \frac{q.l}{2} \text{ et } V_e = \frac{-q.l}{2}$$

Tel que : V_w c'est l'effort tranchant a gauche de l'appui.

V_e C'est l'effort tranchant a droite de l'appui.

➤ A l'ELU :

-Travée de rive AB :

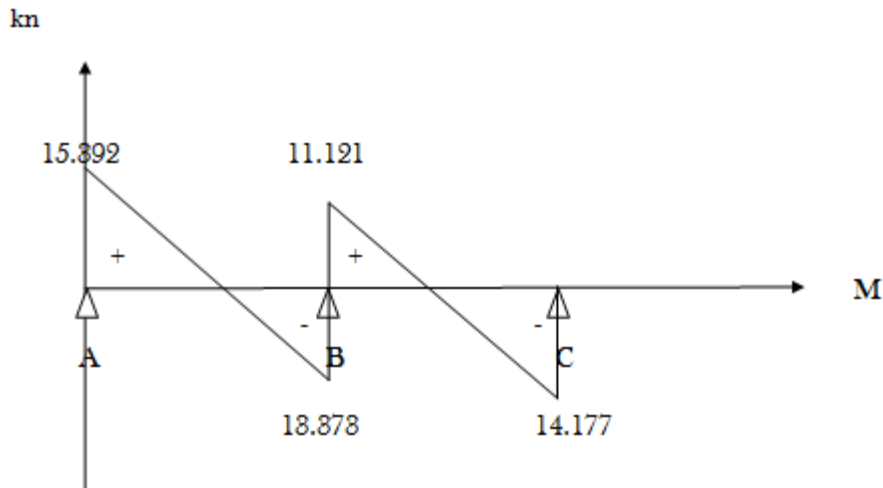
$$T_A = q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.228 \times \frac{3.4}{2} + \frac{6.264 - 3.132}{3.4} = 13.209 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \times \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.228 \times \frac{3.4}{2} + \frac{6.264 - 3.132}{3.4} = -11.366 \text{ KN}$$

-Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.228 \cdot \frac{3.4}{2} + \frac{3.132 - 6.264}{3.4} = 11.366 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.228 \cdot \frac{3.4}{2} + \frac{3.132 - 6.264}{3.4} = -13.209 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Après avoir fait le calcul des deux cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du premier cas donc On ignore le deuxième cas.

III .1.4 Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{max} = 6.755 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{max} = 6.264 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

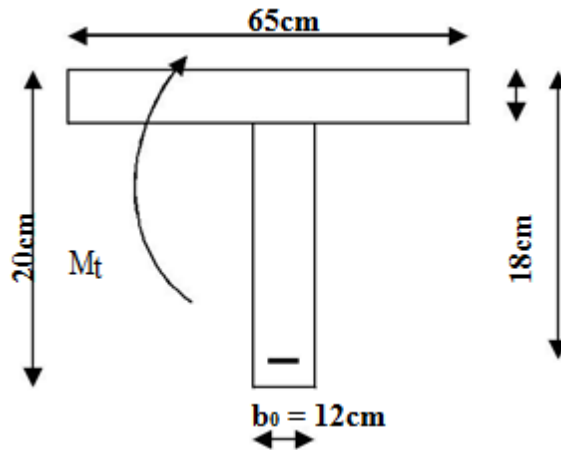


Figure III.1.9 : Coupe schématique de la poutrelle

a-En travée :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

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

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

$$M_t^{max} = 6.755 \text{ KN.m}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$: Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

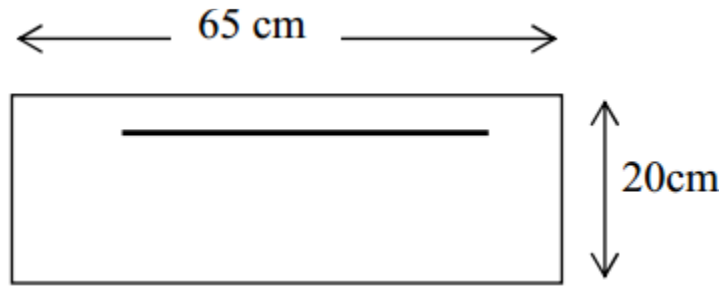
Conclusion : La section en **Té** se calcule comme une section rectangulaire (65× 20) cm^2

-Section d'armatures :

$$\text{Calculs de } \mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.755 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_u = 0.022 < \mu_i = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$



$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.755 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Nous adopterons une section d'armatures très importantes par rapport à celle calculée, Pour que la flèche soit vérifiée. Soit $A_{st} = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

b-Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.264 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.113$$

$$\mu_u = 0.113 < \mu_i = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armé.}$$

$$\text{Pour } \mu_u = 0.113 \rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.264 \times 10^5}{0.940 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.064 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_{sa} = \mathbf{2HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

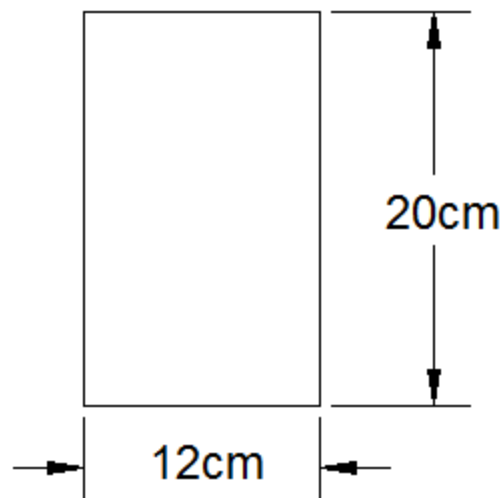


Figure III.1.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

- **Armatures transversale :**

Le diamètre minimale des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/Art 7.22).

$$\theta_t = \min\left(\frac{h}{35}; \theta_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

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

$$\phi_t = 0.571 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Nous choisissons des cadres de } \phi 8 \text{ avec } A_{st} = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement d'un cadre est donnée par le règlement BAEL91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$S_t \leq \min[0.9d; 40\text{cm}]$$

$$S_t \leq \min[0.9 \times 18; 40\text{cm}] = \min[16.2; 40\text{cm}] = 16.2\text{cm}$$

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

Conclusion :

En travée : **3HA12 = 3.39 cm²**

Aux appuis : **2HA12 = 2.26 cm²**

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

III .1.5 Vérification a l'ELU :

III .1.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL91 modifié 99) :

- Calcul de la section minimale :

-Aux appuis :

Nous devons vérifier aux appuis que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{adm} = 2.26\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

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

III .1.5.2 Vérification aux cisaillements (Art5.1.211 BAEL91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \tau_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 13.209 \text{ KN}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min\left(0.20 \cdot \frac{25}{1.5}; 5 \text{MPa}\right) = 3.333 \text{ MPA}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13.209 \times 10^3}{120.180} = 0.612 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.612 < \tau_{uadm} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée (Pas de risque de cisaillement)}$$

III .1.5.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \tau_{sc} = \psi \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec $\psi = 1.5$ coefficient scellement pour HA.

u_i = Somme des périmètres utiles des barres.

- Aux appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.209 \times 10}{0.9 \times 18 \times 75.36} = 1.082 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.082 \text{ MPA} < \tau_{sc} 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.209 \times 10}{0.9 \times 18 \times 113.04} = 0.721 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.721 \text{ MPA} < \tau_{sc} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .1.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 \times b_0} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a_0 = 0.9 \times d$$

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

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

$$T_{max} = 13.209 < T = 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .1.5.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifié 99) :

- Appuis de rive :

$$A \geq T_{max} - \frac{M_{max}^A}{0.9.d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 13.209 - \frac{4.332 \times 10^2}{0.9 \times 18} \times \frac{1.15}{400} = -0.32 \text{ cm}^2$$

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

- Appuis intermédiaires :

$$A \geq T_{max} - \frac{M_{max}^A}{0.9.d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 15.392 - \frac{8.667 \times 10^2}{0.9 \times 18} \times \frac{1.15}{400} = -1.096$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -1.096 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes .

III .1.5.7 Ancrage des armatures (Longueur de scellement) : (Art6.1.22 BAEL91 modifiée).

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

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contraintes d'adhérence} \rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement} \rightarrow \psi_s = 1.5 \text{ Pour les H.A}$$

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

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Nous prendrons $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet $< L_c >$ est au moins égale à $< 0.4 \times L_s >$ pour les H.A.

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \rightarrow \text{Nous adopterons des crochets à } 45^\circ \text{ Avec une longueur } L_c = 20 \text{ cm}$$

III .1.6 Vérification a L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre comme pour notre cas, pour avoir les résultats de l'effort internes a l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul a l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul a l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

- $ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 7.229 \text{ KN/ml}$
- $ELS : q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5.174 \text{ KN/ml}$
- $\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.174}{7.229} = 0.72$

Les moments max aux appuis et en travées sont :

- $M_t^{max} = 9.346 \times (0.72) = 6.729 \text{ KN/ml.}$
- $M_a^{max} = 8.667 \times (0.72) = 6.240 \text{ KN/ml.}$

III .1.6.1 Etat limite de compression du béton :

- **En travée :**

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

M_s (KN.m)	A_s (ELU)	ρ_1	β_1	K_1	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

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot (25) = 15 \text{ MPA.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times (3.39)}{12 \times (18)} = 1.569$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée a l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

M_s (KN.m)	A_s (ELU)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	OBS
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'ouvertures des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises a des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible, donc aucune vérification nécessaire.

III .1.6.3 Etat limite de déformation (ArtB.6.8.424 BAEL99) :

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{1.5.M_0}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 5.1$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

h : Hauteur totale (26.99m).

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur de la section droite.

b_0 : Largeur de la nervure.

M_0 : Moment fléchissant maximale de la travée isostatique.

M_t : Moment fléchissant maximale en travée.

A : Section d'armatures.

A.N :

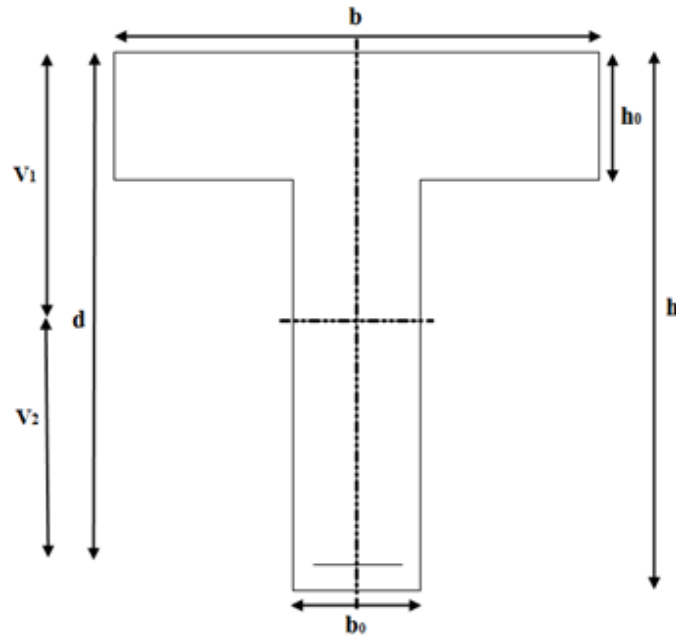
$$1) \frac{h}{l} = \frac{26.99}{340} = 0.079 \geq \frac{6.729}{1.5.(7.48)} = 0.060 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0.d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{26.99}{340} = 0.079 > \frac{1}{22.5} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Une condition n'est pas vérifiée parmi les trois, ce qui rend le calcul de la flèche obligatoire.

➤ Calcul de la flèche :



< Coupe schématique de la poutelle >

-Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^2}{E \times I} \leq f = \frac{l}{500}$

Avec :

F : la flèche admissible.

E : Module de déformation différée $E = 3700^3 \times f_{c28} = 3700^3 \times 25 = 10818,865 \text{ MPA}$

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

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

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

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

ρ : est le rapport de l'air A de la section d'armatures tendue à l'air de la section tendue à la l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{2 + \frac{3b_0}{b} \times \rho}$$

• **Calcul des paramètres :**

✓ Position de l'axe neutre :

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

$$S_{xx} = 12 \times (26.99) \times \left(\frac{26.99}{2}\right) + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) = 5710.06 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 26.99) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 586.73 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{5710.06}{586.73} = 9.73 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 9.73 = 10.27 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (9.73^3 + 10.27^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times (9.73 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (10.27 - 2)^2$$

$$I_0 = 24444.92 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348}; 0 \right) = \max(0.846; 0) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + \frac{3 \times 12}{65} \times 0.0157} = 0.0209.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 24444.92}{1 + (0.4 \times 0.846 \times 0.0209)} = 26700.57 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{5.174 \times (3.4)^2}{10818.865 \times 10^3 \times 26700.57 \times 10^{-8}} = 0.00027$$

$$F = \frac{l}{500} = \frac{3.4}{500} = 0.0068 \text{ m}$$

$$F = 0.00027 \text{ m} < F_{adm} = 0.0068 \text{ m} \Rightarrow \text{La fleche est vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion, donc les armatures calculées a l'état limite ultime sont suffisante, donc ce n'est pas nécessaire de calculer a l'états limite de service.

➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA12= 3.39 cm²

Aux appuis : 2HA12= 2.26cm²

➤ **Armatures transversales :**

Etrier : 2HA8= 1.01 cm²

III.2 ACROTÈRE :

III.2.1 INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apporte pas de contribution significative a la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL91 modifiée 99 version 2003.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée a l'**ELU** et a l'**ELS** pour une bande de 1[m] de largeur .

III.2.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$.

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$.

L'enrobage : $c = c' = 3\text{cm}$.

La surface : $S = 0.0668\text{ m}^2$.

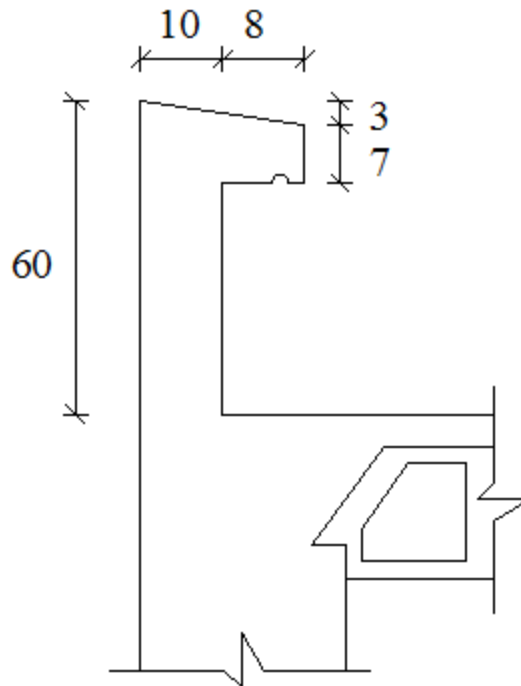


Fig III.2.1 Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

-Chargement :

➤ Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{beton}} \times S_{\text{acrotère}}$.

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times 0.60 \times 0.1 + 0.08 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.08}{2} = 25 \times 0.0668$$

$$G = 1.67 \frac{KN}{ml}$$

➤ Surcharges d'exploitation horizontale : $Q = 1 \frac{KN}{ml}$.

-Calcul des sollicitations :

Effort normal due aux poids propre : $N = G \times S = 1.67 KN$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1KN$.

Moment de renversement M due a Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60KN.m$

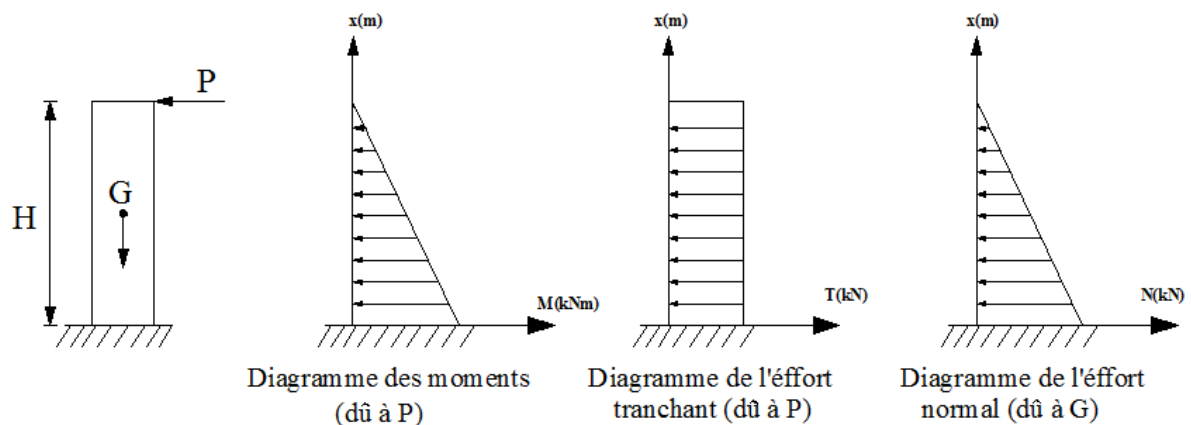


Fig 3.2.2 : diagramme des efforts internes.

➤ Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.67 = 2.25KN.$$

$$T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 KN.$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 KN.m.$$

ELS : G+Q

$$N_s = N = 1.67 \text{ KN}$$

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

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.4 Ferrailage :



a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 0.399 \text{ m} = 40 \text{ cm}.$

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

Avec : $M_u \rightarrow$ moment dus a la compression .

$N_u \rightarrow$ Effort de compression.

$e_u \rightarrow$ c'est l'excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ La distance entre le centre de gravite de la section et le centre de gravite des armatures tendues.

Donc : $e_u = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3 \text{ cm}.$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée.

b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2.25 \times \left[0.4 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.967 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow \mu_u = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée

D'après le tableau : $\mu_u = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.994$

Avec $F_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.994 \times 348 \times 8} = 0.316 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principales :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.316 - \frac{2.25}{34.8} = 0.25 \text{ cm}^2$$

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

III.2.4.2 Vérification a l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.25 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée.

Avec : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$.

Conclusion :

Les armatures calculées a la condition de non fragilité sont supérieures a celle calculée a l'ELU donc nous adopterons une section : $A_s = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$.

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

→ On adoptera $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 60/3 = 20\text{cm}$

b) Vérification aux cisaillement :(Art :5.1.211/BAEL91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\tau_{su} = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}\right) = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0187 \leq \tau_{su} = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}$ (V_u effort tranchant)

Conclusion :

Pas de risques de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_{se} = \Psi_s \times F_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement droit : $\Psi_s = 1.15$ pour les H.A

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

Avec :

$$U_i = n \times \pi \times Q = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 125.6} = 1.66\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.66\text{MPa} \leq \tau_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit : (Art A.6.2.21/BAEL91)

$$L_s = 40\emptyset \text{ pour } FeE400$$

$$L_s = 50\emptyset \text{ pour } FeE500 \text{ et les ronds lisses}$$

Dans notre cas : $FeE400 \Rightarrow L_s = 40\emptyset = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}$.

Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 20\text{cm}$.

III.2.4.3 Vérification a l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposées aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérées comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_{st}^- = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; \max(0.5 f_e; 110n.f_{c28}) \dots(\text{Art A.4.5.32/BAEL99})\right.$$

Avec : n Coefficient de fissuration $\begin{cases} 1.6 \text{ Pour les H. A} \\ 1 \text{ Pour les R. L} \end{cases}$

\Rightarrow Dans notre cas $n = 1.6$

$$\sigma_{st}^- = \min\{266.6; \max(200; 201.63)\} = 201.63 \text{ MPA}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.9123$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9123 \times 8 \times 2.01} = 32.753 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 32.753 \text{ MPA} < \sigma_{st}^- = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{32.753}{42.036} = 0.779 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.779 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

III.2.5 Vérification de l'acrotère aux séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques a l'aide des formules suivantes :

$$\checkmark F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99 version 2003/Art6.2.3})$$

A: coefficient d'accélération de zones ; Dans notre cas $A = 0.15$ (Zone 2A ;Groupe d'usage2). (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1,675$ [kN/ml]

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804$ [kN/ml].

$F_p = 0.804 \text{ kN/ml}$ $Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

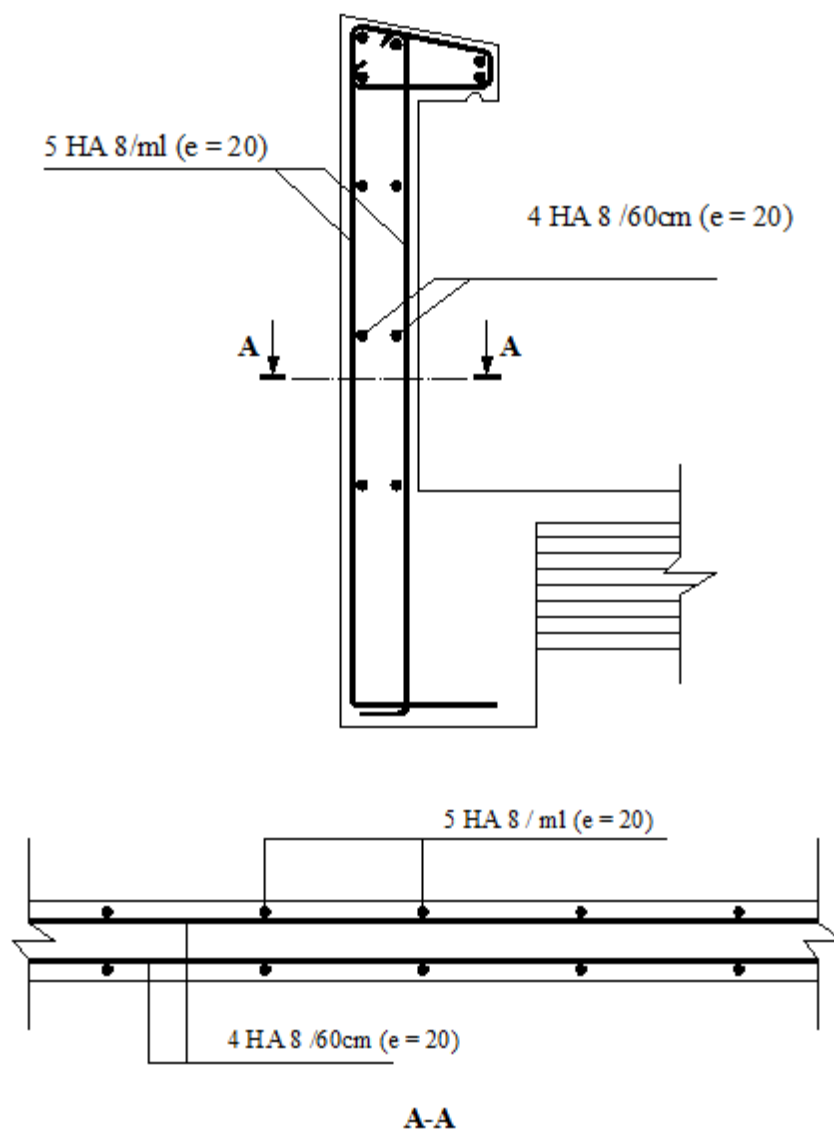


Fig III.2.3 :Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3.BALCON (loggia).

III.3.1. Etude de la dalle pleine du balcon:

a)-Etude de la dalle pleine :

Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.35$ m ;
- longueur $l=2.80$ m ;
- un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique crues de 10.4 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de dalle

Q : surcharge du garde-corps

G_1 : charge permanente du garde-corps

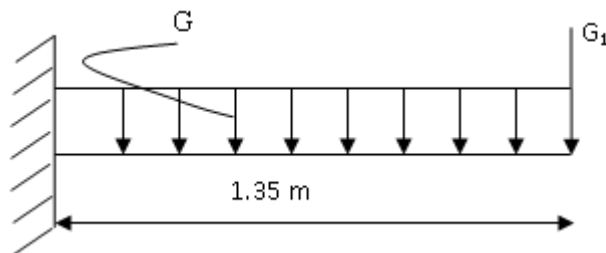


Figure III-3-1 : Schéma statique du balcon

b)-Dimensionnement :

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante : $e \geq L_0 / 10$

Tel que

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓ L_0 : portée libre,
- ✓ $L_0 = 1.35$ m
- ✓ $e \geq 1.35/10 = 13.5$ cm \longrightarrow $e=15$ cm

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G_{tot} = 5.11kN/m²				

Tableau III-3-2 : Charge permanentes de la dalle

- Charge G due à la dalle pleine : $G_1 = 5.11 \text{ kN/m}^2$ (déterminé dans le tableau précédent).
 - Charges permanentes du mur :
- Poids propre des cloisons extérieurs: $G_2 = 1.62 \text{ kN/m}^2$
 - Surcharges d'exploitations:
- Charge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ kN/ml}$
- Charge horizontale due à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/ml}$

Remarque :

Le moment engendré par Q_2 est faible devant le moment d'encastrement, donc nous négligeons cet effort dans le calcul.

d)-Combinaisons de charges :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} q_u^1 = 1.35G^1 + 1.5Q^1 = 12.1485 \text{ kN/ml} \\ q_u^2 = 1.35G^2 = 2.187 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} q_s^1 = G^1 + Q^1 = 8.61 \text{ kN/ml} \\ q_s^2 = G^2 = 1.62 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

III.3.2.Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur.
La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

a) Calcul des efforts internes :

- Le moment :
-le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.1485 \times 1.35^2}{2} = 11.07 \text{ kN.m}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

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

⇒ le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.07 + 2.952 = 14.022 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.1485 \times 1.35 + 2.187 = 18.587 \text{ Kn.}$$

III.3.2.1 Ferrailage à l'ELU :

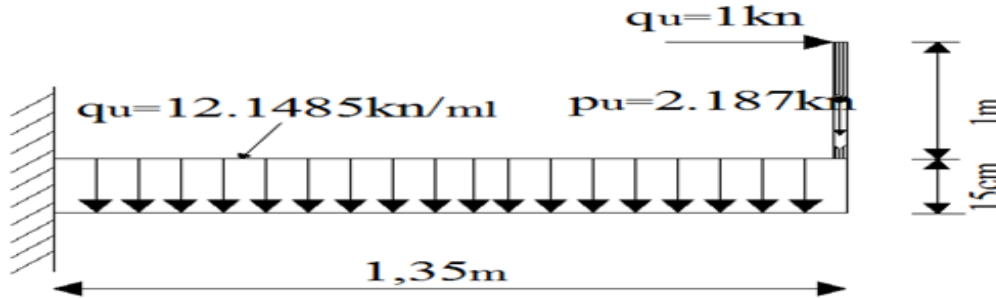


Figure III-3-3:Schéma géométrique de la console

- Armatures principales :

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

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

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

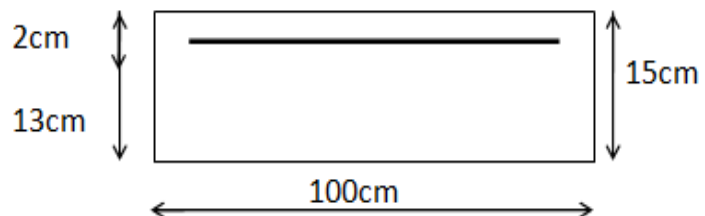
Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec : St = 100/5 = 20cm

- Armatures de répartition :

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

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²

III.3.2.2 Vérification à l'ELU :



a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

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

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec $\bar{\tau}_u = \min\{0.15fc_{28}; 4\text{MPa}\} = 3.75 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

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

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

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

(BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{100 \times 13}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.587 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$
 $\sum u_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{18.587 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.843 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

e) Vérification de l'écartement des barres :

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

\Rightarrow Condition vérifiée

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

\Rightarrow Condition vérifiée

f) Ancrage des barres aux appuis :

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

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

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

III.3.3. Calcul à l'ELS :

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

Combinaison de charges :

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

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

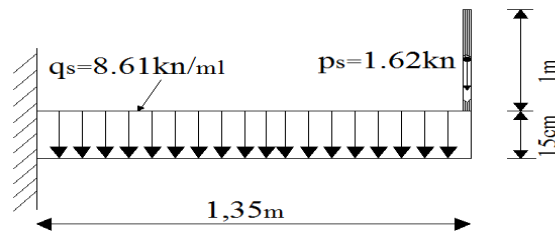


Figure III-3-4 : Schéma statique de la console

a)- Calcul des efforts internes :

Le moment :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.61 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 \right) = 10.033 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.033 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

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

III.3.3.1 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 : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.033 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 151.858 \text{ Mpa}$$

151.858 Mpa < $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$ → Condition vérifiée.

▪ Contrainte dans le béton:

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ —

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{151.858}{34.75} = 4.37 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f_t 28}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 151.858 \text{ MPA}$ (D'après le calcul précédent).

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la flèche : (BAEL99/Art B.5.6.3)

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > 0,0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > \frac{10.033}{10 \times 10.033} = 0,1 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \dots$ 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 ferrailé comme suit :

- Armatures principales → 5HA12 (A = 5.65 cm²)
- Armatures de répartitions → 4HA10 (A = 3.14 cm²)

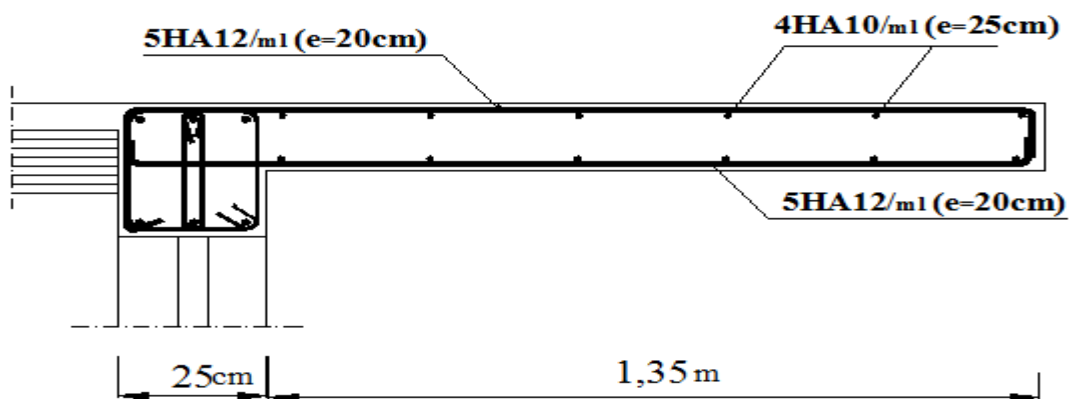


Figure III.3.5 schéma des ferrailages

Chapitre IV

Modélisation et présentation de logiciel

robot 2016

IV. PRESENTATION DE LOGICIEL.

IV.1 Description générale du logiciel ROBOT 2016 :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

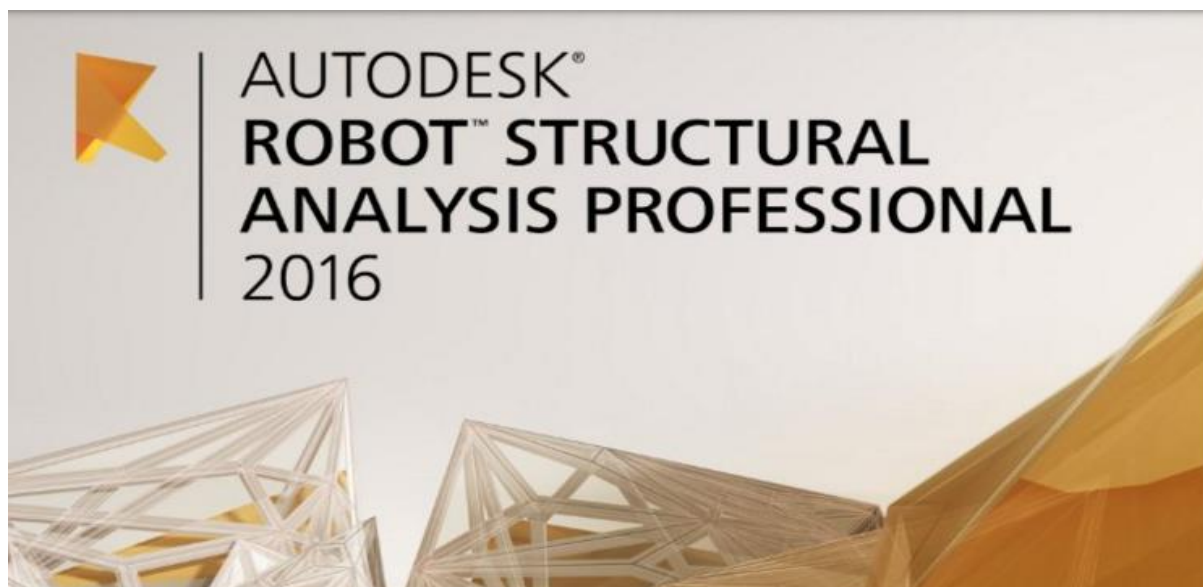


Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2016.

IV.2 Le mode opératoire :

a) Définition du modèle de la structure :

Choix de type de la structure :

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

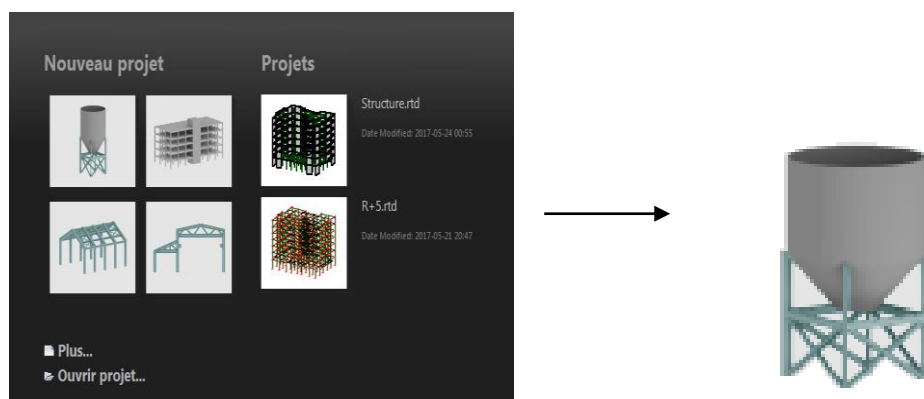


Figure IV.2 : Choix de la structure à étudiée

b) Configuration de préférence de l'affaire :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de l'affaire** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».

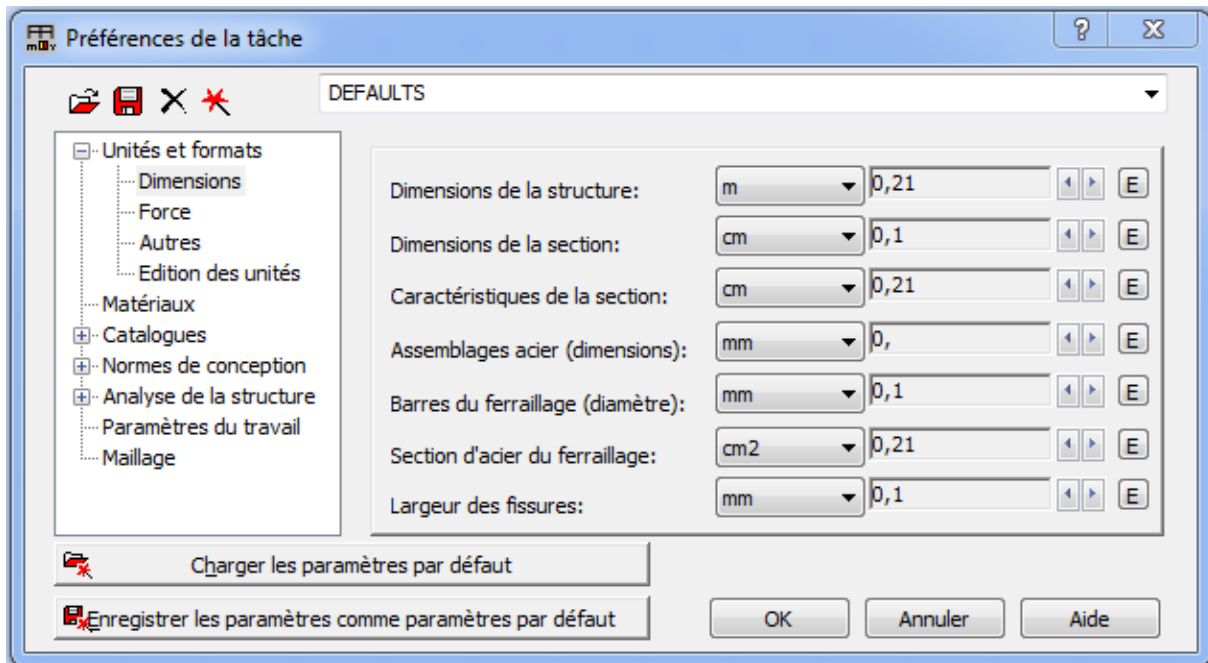



Figure IV.3 : Préférence de l'affaire.

c) Lignes de construction :

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure. Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône

 Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la Fenêtre donnée à côté dans le système de Coordonnées cartésiennes.

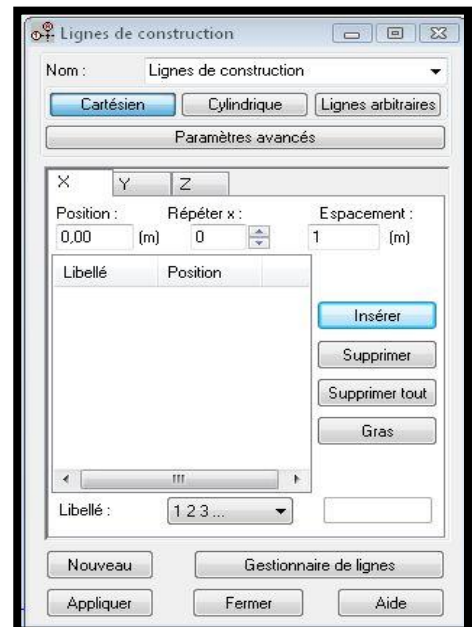



Figure IV.4 : Lignes de construction.

d) Définir les sections transversales (Profilés des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » → « caractéristiques » → « profilés de barres »,

Il apparaît la boîte de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé on clique sur 

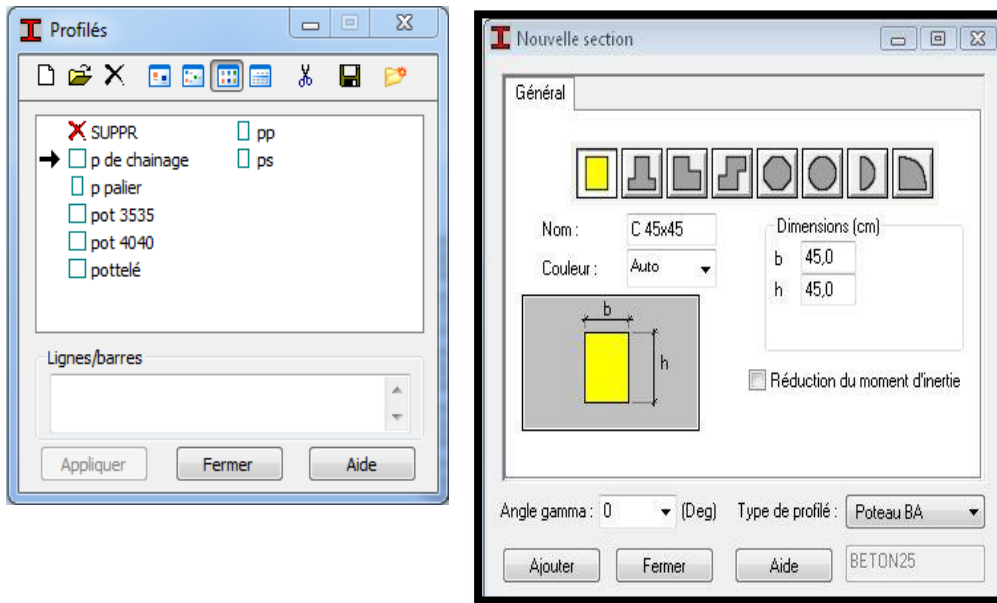



Figure IV.5 : Choix des profilés de barres.

e) Modélisation poteaux et poutres :

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

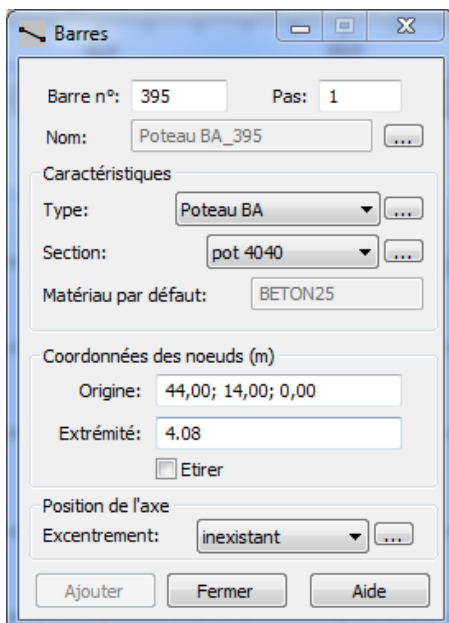




Figure IV.6 : Modélisation des poutres et des poteaux

f) **Création des panneaux** : Pour accéder à la boîte de dialogue « épaisseur EF » on sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau :

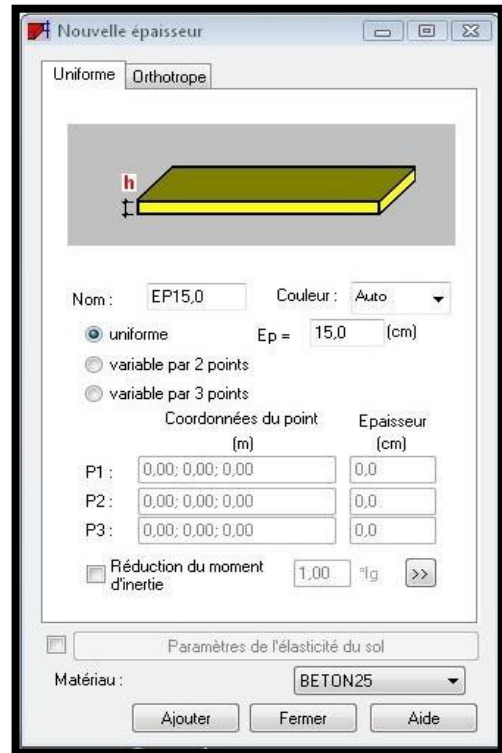
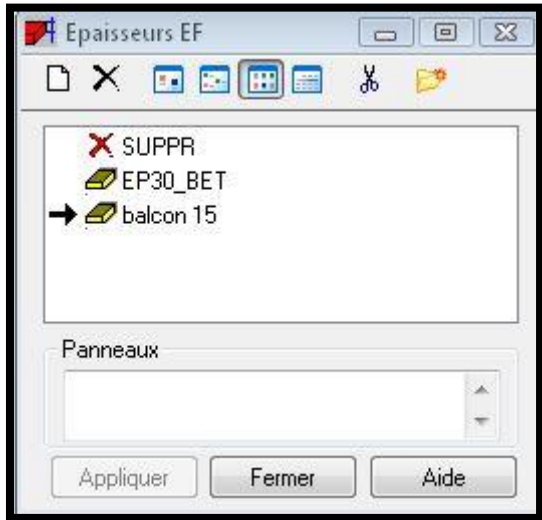



Figure IV.7 : Epaisseur des panneaux.

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

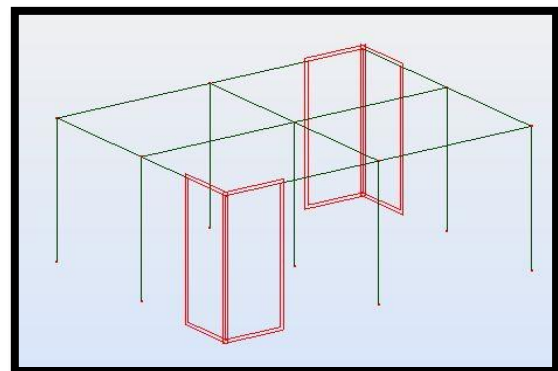
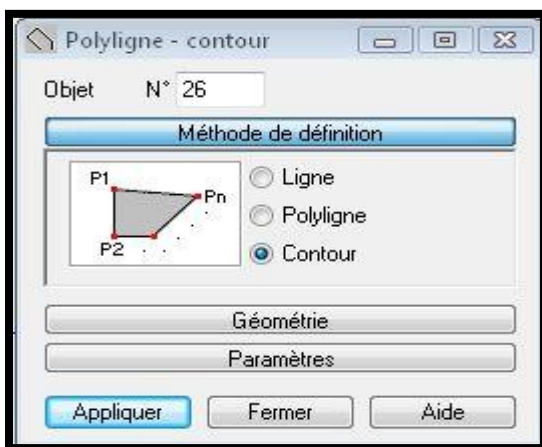



Figure IV.8 : Définition des contours pour les voiles

g) modélisation des voiles: on clique sur l'icône  « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

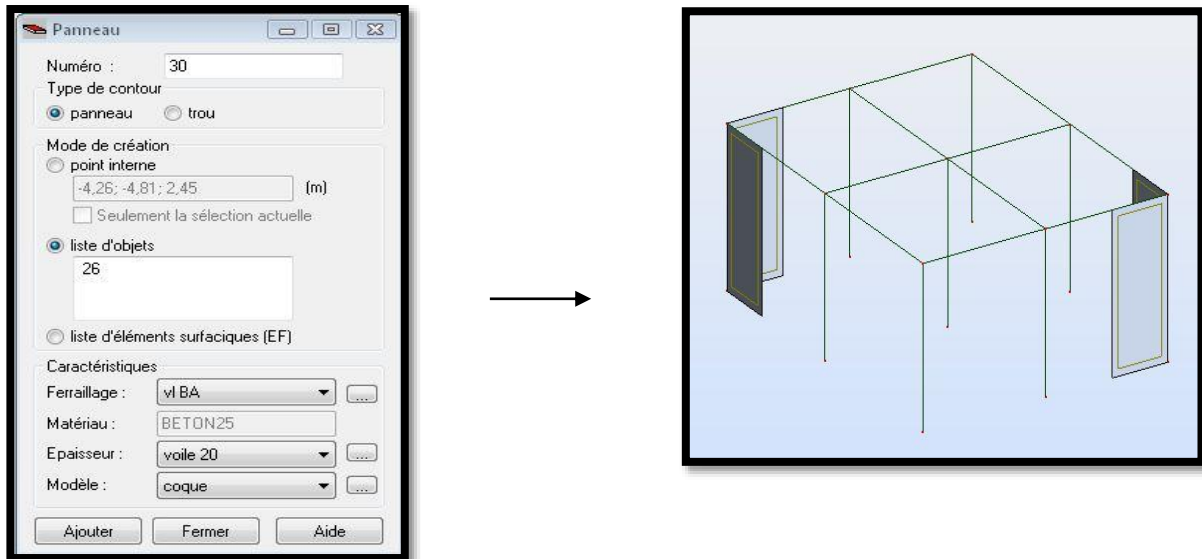



Figure IV.9 : Définition des panneaux.

h) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds et les encastremements linéaire pour les voiles (bords des contours).

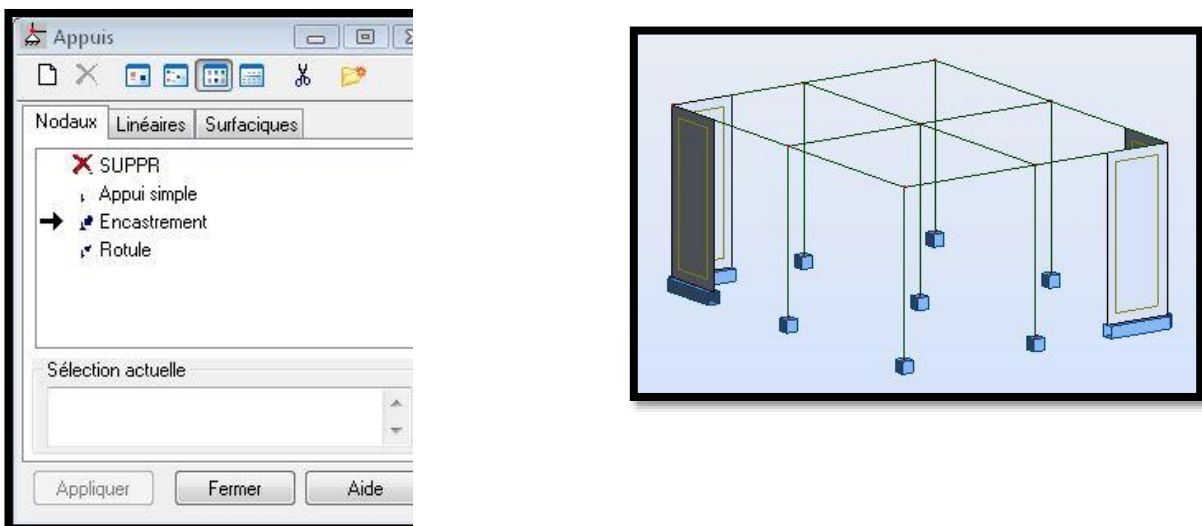



Figure IV.10 : Définition des appuis.

i) Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « cas de charges », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau ».

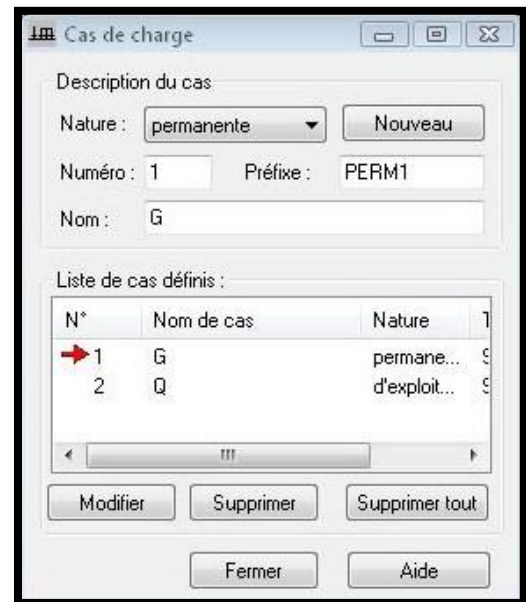


Figure IV.11 : Définition des charges.

j) Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge »

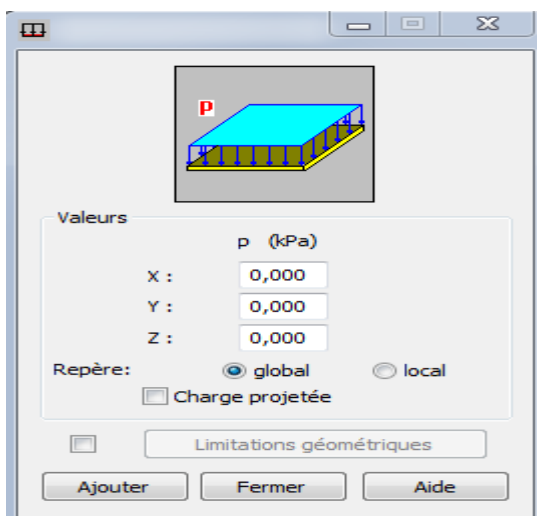


Figure IV.12 : Application des charges surfaciques.

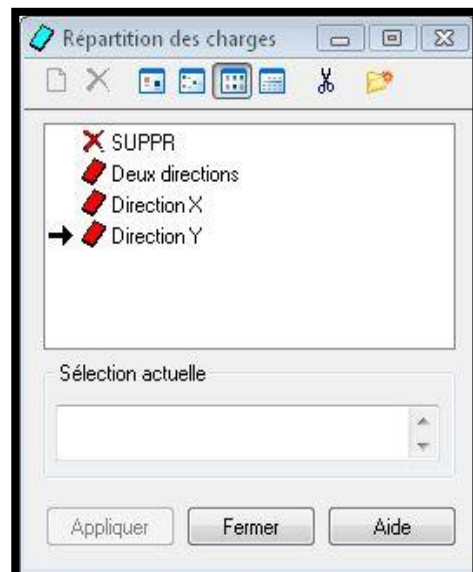
j) bardage :

Figure IV.13 : choix de bardages.

Puis on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge Surfaccique uniformément réparti

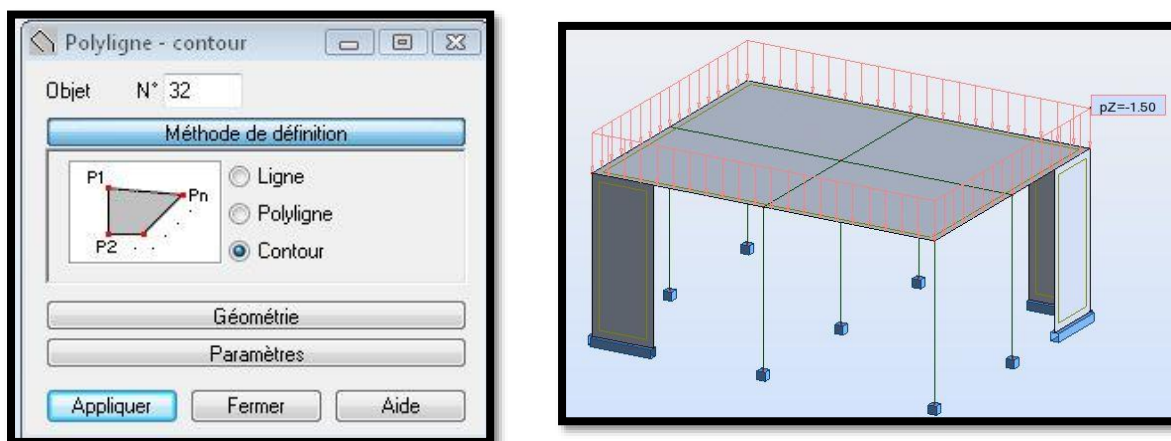


Figure IV.14 : Application des charges surfacciques.

IV.2) Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » une boite de dialogue apparait :

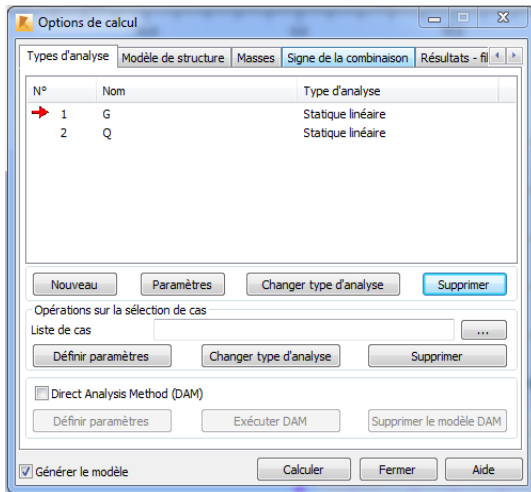


Figure IV.15: Définition des charges

Dynamiques

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique

On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

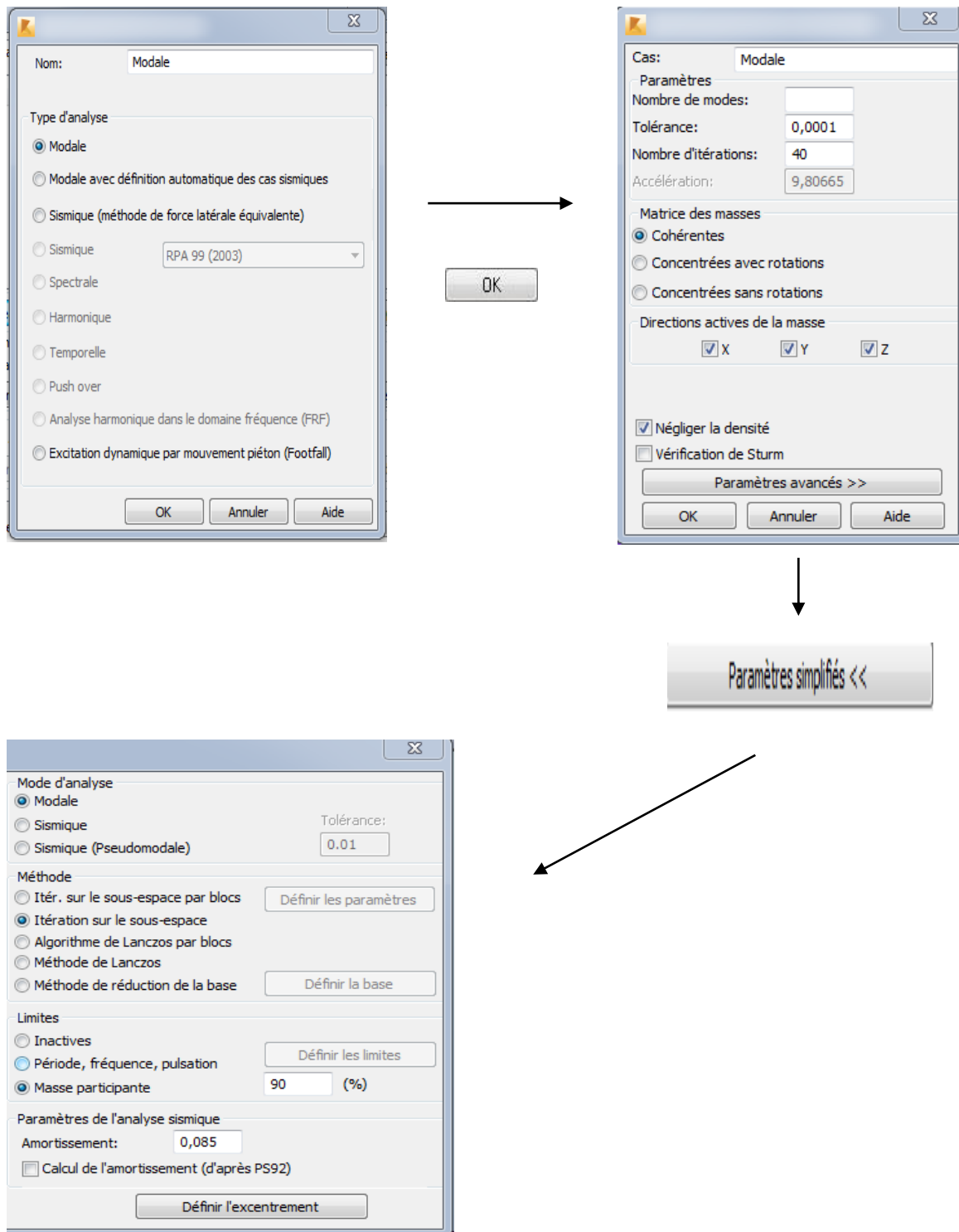


Figure IV.16: Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

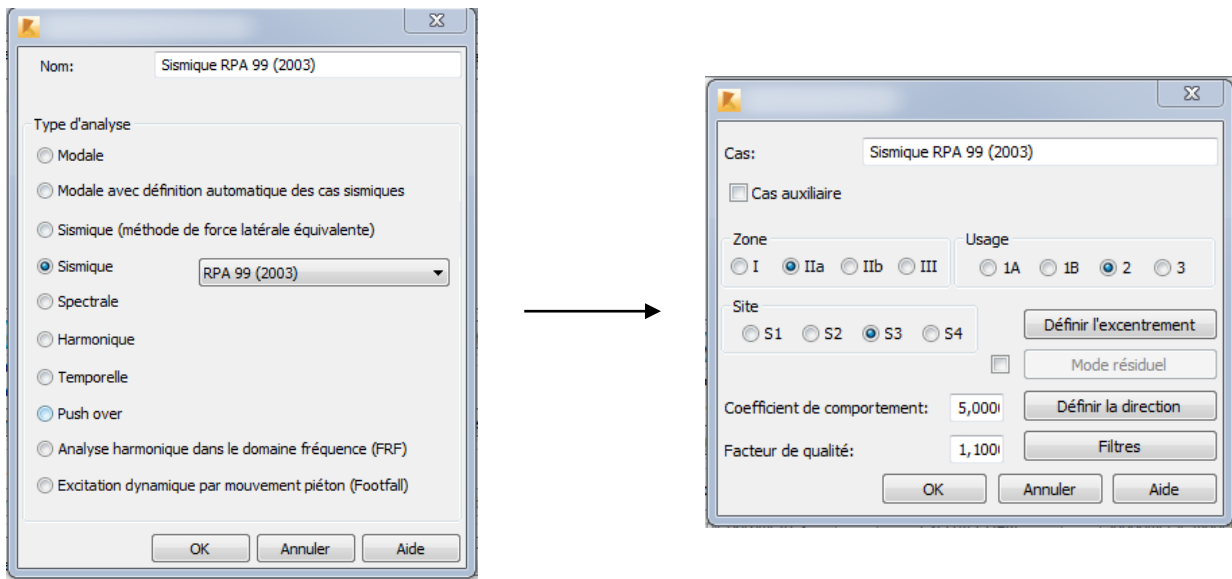



Figure IV.17: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique sur convertir les cas et dans la fenêtre qui apparait on choisit le cas de charge (GouQ) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter.(même opération pour l'autre cas de charge).

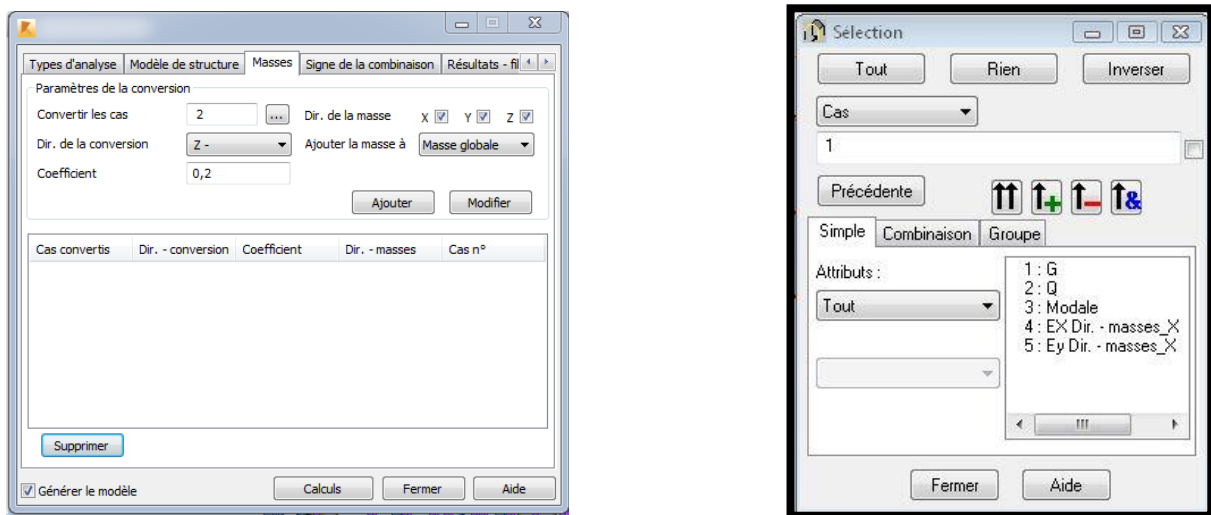


Figure IV.18 : la conversion des charges en masses.

IV.3) LE DIAFRAGMME :

a) définition de nœud maitre :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maitre, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche, double click sur « membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter → oui → fermer.



Figure IV.19 : Définition des directions à bloquées.

On saisie le numéro d'un nœud quelconque appartient au plancher dans l'onglet « nœud maitre » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtre pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

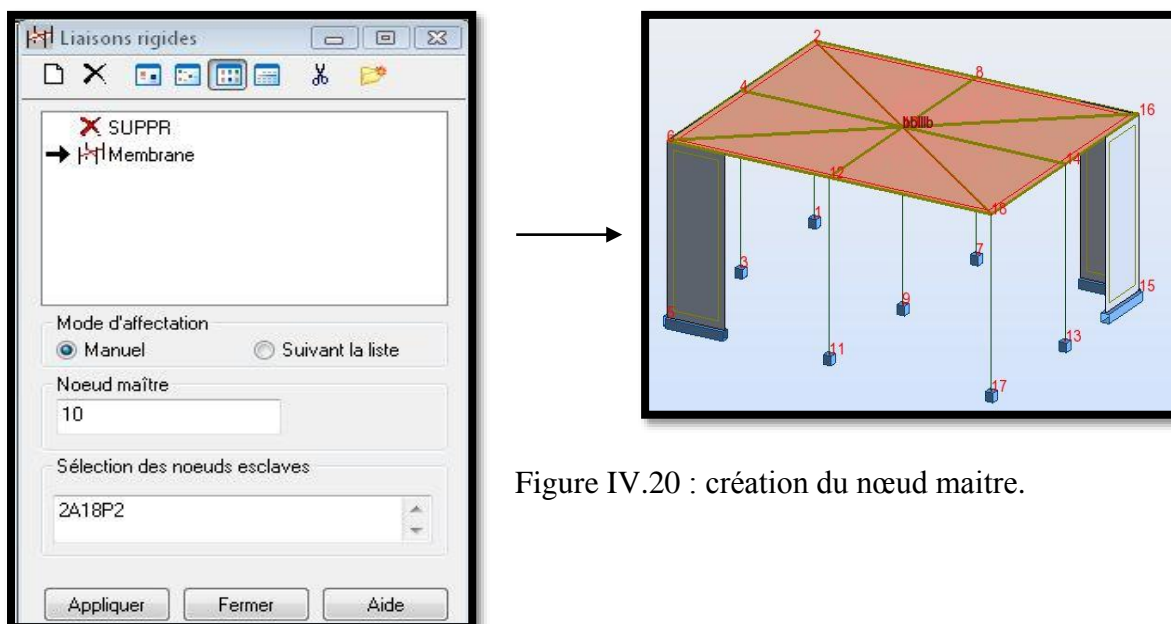


Figure IV.20 : création du nœud maitre.

IV 4) les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **charges** », « **combinaison manuelle** », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec .

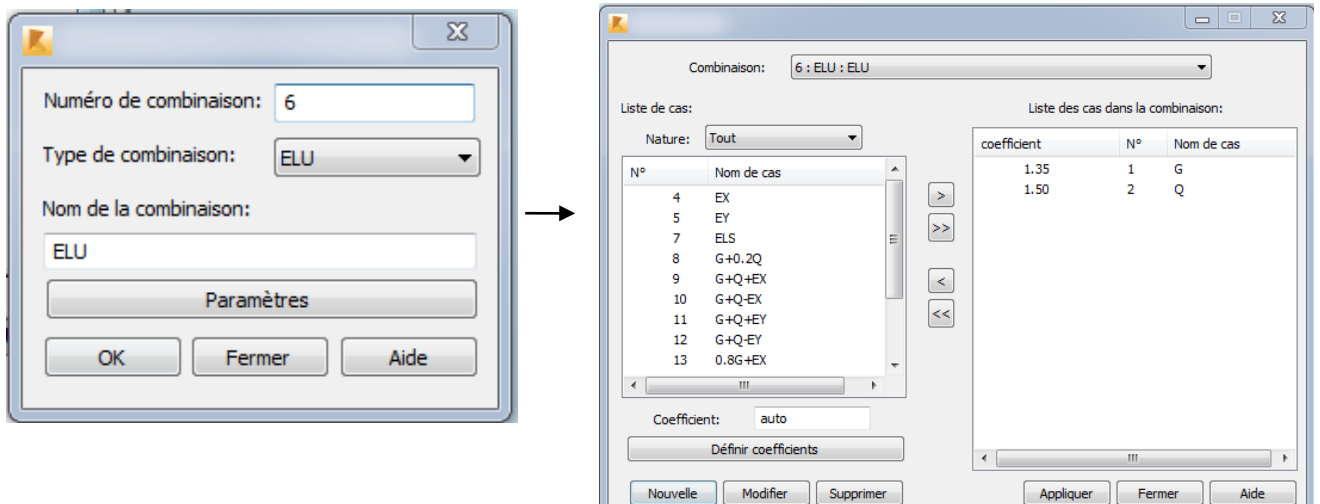


Figure IV.21 : Définition des combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et en refait les même opérations pour les autres combinaisons.

a) Vérification de la structure :

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreur

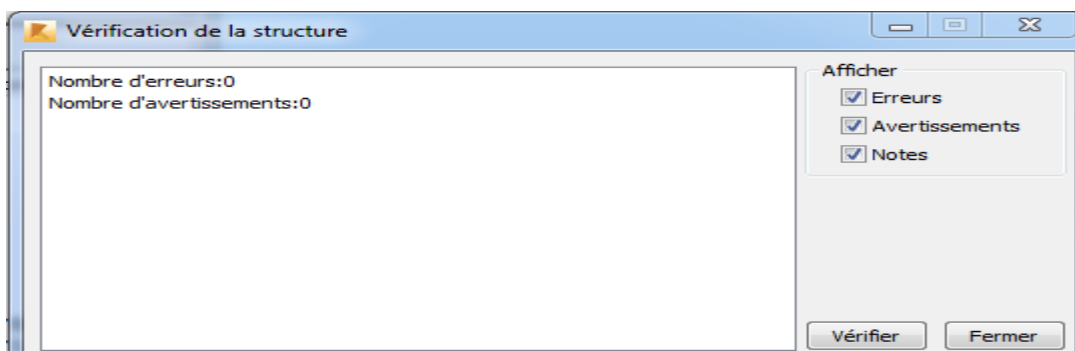


Figure IV.22 : Vérification de la structure.

IV.5) lancer le calcul:

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

Remarquer : après avoir lancer le calcule, on va exploité les résultats de notre structure .

6-1) Exploitation des résultats :

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

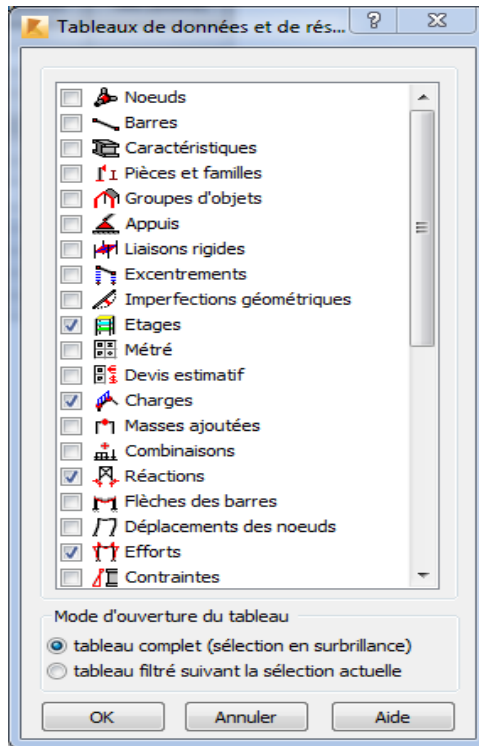


Figure IV.23 : Affichage des résultats

Sous forme Des tableaux.

REMARQUE :

- Dans la structure ci-dessus en a choisi un modèle simplifié pour faire les étapes de modélisations.

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

V. Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

V.1 Vérification de la période :

D'après logiciel robot en obtenue les périodes et les modes de vibration pour la structure:
La période Max est de (0.69s) pour le 1^{ère} mode de vibration et la période Min est de (0.09s) pour le 9^{ème} mode de vibration.

la période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6);est comme suit:

$$T_{cr} = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 25.49\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé
 $C_T = 0.05$

D'ou : $T_{cr} = 0.05 \times (25.49)^{3/4} = 0.56\text{s}$

$$T_{structure} = 0.69\text{s} < T = 1.3 \times 0.56 = 0.73\text{s}$$

$\Rightarrow T_{structure} < T_{cr}$ **Condition vérifiée**

V.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(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.

$$X_{CM} - X_{CR} \leq 5\% L_y.$$

$$Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\% L_x.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	RDC	8,513 5,240 2,5	8,500 4,881 2,5	0,013	0,359
1/ 2	Etage 1	8,610 5,247 6,2	8,500 4,908 6,2	0,110	0,339
1/ 3	Etage 2	8,610 5,247 9,2	8,500 4,908 9,2	0,110	0,339
1/ 4	Etage 3	8,610 5,247 12,	8,500 4,908 12,	0,110	0,339
1/ 5	Etage 4	8,610 5,247 15,	8,500 4,908 15,	0,110	0,339
1/ 6	Etage 5	8,610 5,247 18,	8,500 4,908 18,	0,110	0,339
1/ 7	Etage 6	8,610 5,247 21,	8,500 4,908 21,	0,110	0,339
1/ 8	Terrasse	8,540 3,440 24,	8,457 3,714 24,	0,083	0,274

Figure V.1. Vérification de l'excentricité par logiciel

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:

- $XCM - XCR \leq 5\% LX.$

Etage	XCM	XCR	$ XCM - XCR $	5 %Lx	condition
RDC	8.513	8.5	0.013	0.85	✓
1	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
2	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
3	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
4	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
5	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
6	8.610	8.5	0.110	0.85	✓
7	8.540	8.457	0.083	0.85	✓

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5\% LY.$$

Etage	YCM	YCR	/YCM- YCR/	5%Ly	condition
RDC	5.240	4.881	0.013	0.55	✓
1	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
2	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
3	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
4	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
5	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
6	5.247	4.908	0.110	0.55	✓
7	3.44	3.714	0.083	0.55	✓

Tableau V.3: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V.3 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,45	0,69	75,72	0,00	75,72	0,00
3/ 2	1,88	0,53	75,72	71,28	0,00	71,28
3/ 3	2,73	0,37	75,73	71,29	0,01	0,01
3/ 4	4,93	0,20	88,56	71,29	12,83	0,00
3/ 5	6,15	0,16	88,56	81,23	0,00	9,94
3/ 6	7,66	0,13	89,17	81,28	0,61	0,04
3/ 7	8,67	0,12	93,27	81,29	4,10	0,01
3/ 8	9,71	0,10	93,28	84,46	0,01	3,18
3/ 9	10,75	0,09	93,28	92,20	0,00	7,73

Figure V.4 : Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au 9^{ème} mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.4 Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

Tableaux ▶ étages ▶ Efforts réduits EX (Horizontale)

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	535,035	190,529	344,506
4/ 2	517,937	194,565	323,373
4/ 3	485,326	208,135	277,192
4/ 4	439,760	206,048	233,712
4/ 5	379,490	192,541	186,950
4/ 6	308,128	169,623	138,505
4/ 7	221,936	154,875	67,060
4/ 8	119,478	119,478	0,000

Figure V.5.tableaux des efforts qui revient a chaque élément

Tableaux ▶ étages ▶ Efforts réduits EY (Horizontale)

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	569,611	134,560	435,051
5/ 2	551,337	127,017	424,321
5/ 3	519,836	137,867	381,969
5/ 4	477,015	142,187	334,827
5/ 5	416,564	138,336	278,228
5/ 6	341,467	128,516	212,950
5/ 7	247,836	119,538	128,298
5/ 8	137,771	137,774	-0,003

Figure V.5.tableaux des efforts qui revient a chaque élément

Tableaux ▶ étages ▶ Efforts réduits Poids (Vertical)

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C)/1	-10571,617	-9254,332	-1317,284
8 (C)/2	-9265,745	-8038,833	-1226,912
8 (C)/3	-7911,023	-6837,221	-1073,802
8 (C)/4	-6556,300	-5669,505	-886,796
8 (C)/5	-5201,578	-4515,284	-686,294
8 (C)/6	-3846,856	-3373,217	-473,639
8 (C)/7	-2492,133	-2244,032	-248,101
8 (C)/8	-1139,172	-1139,172	0,000

Figure V.5.tableaux des efforts qui revient a chaque élément

Après calcul on 'as obtenue ces pourcentages :

- $F_x = 45.19\% > 25\%$
- $F_y = 60.01\% > 25\%$
- $F_z = 12.46\% < 20\%$

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le Cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles **avec** interaction ; dont le coefficient de comportement **R=5**.

R = 5 (structure mixte avec interaction).

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par robot

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{Q_i} : Charges d'exploitations
- β : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0,2
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- Q : facteur de qualité
- Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q=1+\Sigma Pq$

- **Pq** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	
Redondance en plan.		0,05
Régularité en plan.	0	
Régularité en élévation.	0	
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	
Contrôle d'exécution	0.10	

Tableau V.6. Récapitulatif du résultat

D'où : $Q = 1,20$

- coefficient d'accélération de zone **A**: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2
 D'après le tableau (Tab 4.1)
 Zone sismique : IIa

} —————> **A = 0.15**

- Facteur d'amplification moyen **D** :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T(\text{Mode1})_{\text{robot}}=0.69[s].$

$T(\text{Mode2})_{\text{robot}}=0.53[s].$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 —> $T2 = 0,5[s]$ (Site meuble)

sens xx : $T_2=0,5s < T_{\text{robot}} = 0.69s < 3s \longrightarrow D_x=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$
 sens yy : $T_2=0,5s < T_{\text{robot}} = 0.53s < 3s \longrightarrow D_y=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Tableau V.8. Coefficients d'amortissement.

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Alors: $D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.69}\right)^{2/3} = 1.64$
 $D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.53}\right)^{2/3} = 1.96$

$W_t = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} = F_z = 10571.617 \text{ KN}$

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique Dx	1.64
Facteur d'amplification dynamique Dy	1.96
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	10571.617

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.20}{5} \times 10571.617 = 624.148 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.96 \times 1.20}{5} \times 10571.617 = 745.93 \text{ KN}$$

- Détermination de l'effort tranchant par robot :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1177,441	466,959	7262,695	43,72	535,68	24,98
Somme réactions	576,226	5,353	2,586	96,81	10266,03	3524,86
Somme efforts	576,224	5,353	2,579	96,82	10266,19	3524,90
Vérification	1152,450	10,706	5,165	193,63	20532,23	7049,76
Précision	6,17498e-003	1,67717e-003				

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	312,876	884,604	8151,651	289,14	22,11	7,71
Somme réactions	5,355	647,686	23,155	11829,04	195,04	6142,30
Somme efforts	5,353	647,676	23,164	11829,16	195,13	6142,14
Vérification	10,707	1295,362	46,319	23658,20	390,17	12284,44
Précision	6,17493e-003	1,67717e-003				

Figure V.6. Effort tranchant donné par logiciel

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = FX = 576.224 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = FY = 647.676 \text{ KN}$$

- Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{X\text{statique}} = 624.148 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V = 0,8 \times 624.148 = 499.32 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{statique}} = 745.93 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V = 0,8 \times 745.93 = 596.744 \text{ KN}$$

$V_{x\text{dyn}} = 576.224 > 80\% V = 499.32 \text{ KN}$Condition non vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 647.676 > 80\% V = 596.744 \text{ KN}$ Condition non vérifiée.

Conclusion : $V_{\text{robot}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée

V.6. Les déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 version 2003(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.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

- Suivant EX :

Etages	MAX UX (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : h_e (m)	1% h_e (cm)	condition
RDC	0.5	0.5	4.08	4.08	vérifiée
1	1.2	0.7	3.06	3.06	vérifiée
2	2.1	0.9	3.06	3.06	vérifiée
3	3.0	0.9	3.06	3.06	vérifiée
4	3.9	0.9	3.06	3.06	vérifiée
5	4.7	0.8	3.06	3.06	vérifiée
6	5.5	0.8	3.06	3.06	vérifiée
7	6.0	0.5	3.06	3.06	vérifiée

Tableau V.9 déplacements relatifs selon x

- Suivant EY :

Story	MAX UY (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : h_e (m)	1% h_e (cm)	condition
RDC	0.3	0.3	4.08	4.08	vérifiée
1	0.7	0.4	3.06	3.06	vérifiée
2	1.3	0.6	3.06	3.06	vérifiée
3	1.9	0.6	3.06	3.06	vérifiée
4	2.6	0.7	3.06	3.06	vérifiée
5	3.2	0.6	3.06	3.06	vérifiée
6	3.9	0.7	3.06	3.06	vérifiée
7	4.7	0.8	3.06	3.06	

Tableau V.10 déplacements relatifs selon y

V. 7 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le 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, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k : effort tranchant d'étage «k»

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

Etages	P_k	H_k (cm)	Sens xx		
			$\Delta_k(x)$ (cm)	$V_k(x)$	θ_x
RDC	1305.872	408	0.5	576.224	0.002
1	1354.722	306	0.7	558.165	0.006
2	1354.722	306	0.9	524.727	0.008
3	1354.722	306	0.9	477.723	0.008
4	1354.722	306	0.9	413.680	0.009
5	1354.722	306	0.8	336.477	0.010
6	1354.722	306	0.8	242.614	0.015
7	1139.172	306	0.5	132.160	0.014

Etages	Pk	Hk (cm)	Sens yy		
			Δκ(y) (cm)	Vk(y)	θy
RDC	1305.872	408	0.3	647.676	0.001
1	1354.722	306	0.4	631.211	0.003
2	1354.722	306	0.6	595.398	0.005
3	1354.722	306	0.6	545.117	0.005
4	1354.722	306	0.7	481.129	0.006
5	1354.722	306	0.6	396.355	0.007
6	1354.722	306	0.7	283.373	0.01
7	1139.172	306	0.8	156.379	0.02

Tableau-V.11: Vérification de l'effet P-Δ

On constate que θx et θy sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V. 8 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

fc28 : la résistance caractéristique du béton.

On'as dus augmenter la section des poteaux de notre structure car avec les section obtenue dans le 2^{ème} Chapitre la condition n'est pas vérifiée.

Nouvelle section :

RDC ⇒ (45X45)

Du 1^{ère} étage à étage 7 ⇒ (40X40)

Vérification :

Poteaux RDC : $V = \frac{1273.693}{(45 \times 45)(2.5)} = 0.25 < 0.3 \dots\dots\dots C.V$

Poteaux 1 à 7 : $V = \frac{1107.363}{(40 \times 40)(2.5)} = 0.28 < 0.3 \dots\dots\dots C.V$

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA , on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre VI

Ferraillages des éléments structuraux

VI.1 POTEAUX :**VI.1.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

- Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier (FeF40)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe[Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.1.2 le principe de Ferrailage des poteaux.

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour le RDC et un autre ferrailage pour les autres niveaux on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : C'est le RDC [poteaux (45x45)]
- Zone 2 : du premier au septième étage [poteaux (40x40)]

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal N_{max} \longrightarrow Moment correspondant
- ✓ Moment maximal M_{max} \longrightarrow Effort normal correspondant
- ✓ Effort normal minimal N_{min} \longrightarrow Moment correspondant

➤ Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable)

VI.1.3 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{\max} = 4\% \times b \times h$
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40x40)	12.8	96	64

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

- ✓ Selon le règlement RPA :

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- En zone IIa.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$.
- 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).

b) Armatures transversales A_t :

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{p_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

p_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$p_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g est l'élanement 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 longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3, 3 du

BAEL91/99) :

$l_f = 0.7 l_0$; l_0 : c'est la hauteur du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

En zone courante :

$$S_t \geq 15 \varnothing l \text{ en zone IIa}$$

Avec $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3 \% \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \longrightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t$ minimal.

VI.1.4 Méthode de calcul d'armatures longitudinales :

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \text{ Alors la section est partiellement comprimée}$$

b) Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} (A)$$

Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right) \longrightarrow$ moment fictif

➤ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si :
 - $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée. (SSA)
 - $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée. (SDA)

$$\mu_l = 0.392 \text{ et } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ La section réelle est donnée par : $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$, $A_{sc} = 0$

$\mu_b > \mu_l \Rightarrow \Delta M = M_f - M_l$

Avec M_l : Moment réduit.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d' c' \sigma_s}; \quad A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [Mpa]}$$

La section réelle d'armature : $A_{sc} = A_{scf}$; $A_{sc} = A_{scf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$

➤ Si l'inégalité (a) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu}(b)$$

➤ Si l'inégalité (b) est vérifiée, les armatures sont donc :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \text{ et } A_{sc2} = \frac{N_u - b x h x f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

➤ Si l'inégalité (b) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_{sc1} = \frac{N_u - \psi x b x h x f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures la section est entièrement tendue

La section d'armatures supérieures : $A_{st1} = \frac{N x a}{\sigma_{st}(d-c')}$, $a = 0.5h - c - e_u$

La section d'armatures inférieures : $A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$

VI.1.5 Ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ROBOTBAT et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide d'un programme effectuer dans l'Excel

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Section (cm^2)	Combina	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	e (m)	(h/2-c) (m)	Obs	AS (cm^2)	AS' (cm^2)
Zone I (45×45)	ELU	$N_{max} = 1273.693$	$M_{cor} = 4.79$	0.004	0.195	SPC	3.80	0
	ACC	$N_{min} = 5.04$	$M_{cor} = 18.65$	3.700	0.195	SPC	1.35	0.86
	ACC	$N_{cor} = 1022.726$	$M_{max} = 34.92$	0.034	0.195	SPC	4.94	0
Zone II (40 × 40)	ELU	$N_{max} = 1107.363$	$M_{cor} = 6.67$	0.006	0.17	SPC	3.18	0
	ACC	$N_{min} = 0.026$	$M_{cor} = 1.06$	40.769	0.17	SPC	0.08	0.06
	ACC	$N_{cor} = 49.632$	$M_{max} = 46.09$	0.929	0.17	SPC	3.85	2.49

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Ferrailage
(45 x 45)	16.2	20.5984	4Ø20+4Ø16
(40 x 40)	12.8	14.1928	4Ø16+4HA14

Tableau VI.3 : choix des armatures longitudinales

➤ Longueur de recouvrement

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales.

$$L_r = 40 \varnothing_L^{min} = 40 \times 1.4 = 56 [cm]$$

VI.1.6 Vérification à l'ELU :

➤ Calcul des armatures transversal :

Les armatures transversales sont disposées de manière empêchée tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau et de reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

a) Diamètre des aciers :

D'après le BAEL91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{max} = \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ [mm]} \quad \text{Soit } \varnothing = 8\text{mm}$$

⇒ Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} = 4\text{HA}8$

b) Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

En zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\varnothing_l, 15\text{cm}) = 14\text{cm}$ avec : $S_t = 10\text{[cm]}$

En zone courante : $S_t' \leq 15\varnothing_l = (15 \times 1.4) = 21\text{cm}$ avec : $S_t = 15\text{[cm]}$

c) Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :

$$L_r = 40\varnothing_l^{max} = 40 \times 2.0 = 80\text{[cm]} \text{ (zone II}_a\text{)}$$

d) Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

$$L = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_t 28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

Pour les HA 14:

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{[cm]}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ [cm]}$

Pour les HA 16:

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44\text{[cm]}$$

On prend : $L_s = 60\text{[cm]}$

Pour les HA20 :

$$L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55\text{[cm]}$$

On prend : $L_s = 75\text{[cm]}$

e) Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

-Pour le poteau le défavorable celui du RDC:

$$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{i} = \frac{I_f}{b} = \frac{2.856}{0.45} = 6.35 \quad \lambda_g = 6.35 > 5$$

➤ En zone nodale :

$$A_{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times St = 0,003 \times 45 \times 15 = 1,89 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]} < A_t = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_{\min} = 1,89 \text{ [cm}^2\text{]} < A_t = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

f) Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \lambda g \geq 5 & \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ 0,04 \lambda g \leq 5 & \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ [MPa]}$$

➤ Poteaux (45x45) :

Sens Y-Y : $\tau_u = \frac{28,553}{0,45 \times 0,42} \times 10^{-3} = 1,151 \text{ [MPa]} < \tau_{bu} = 1,875 \text{ [MPa]}$ Condition vérifiée

Sens Z-Z : $\tau_u = \frac{37,255}{0,45 \times 0,42} \times 10^{-3} = 0,197 \text{ [MPa]} < \tau_{bu} = 1,875 \text{ [MPa]}$ Condition vérifiée

➤ Poteaux (40x40) :

Sens Y-Y : $\tau_u = \frac{26,797}{0,40 \times 0,37} \times 10^{-3} = 0,181 \text{ [MPa]} < \tau_{bu} = 1,875 \text{ [MPa]}$ Condition vérifiée

Sens Z-Z : $\tau_u = \frac{44,803}{0,40 \times 0,37} \times 10^{-3} = 0,302 \text{ [MPa]} < \tau_{bu} = 1,875 \text{ [MPa]}$ Condition vérifiée

VI.1.7 Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- dessous :

Section (cm^2)	Combina	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	e (m)	(h/2-c) (m)	Obs	AS (cm^2)	$AS_{adoptée}$ (cm^2)
Zone I (45×45)	ELS	$N_{max} = 912.830$	$M_{cor} = 3.44$	0.004	0.195	SPC	2.70	18.7144
	ELS	$N_{min} = 84.059$	$M_{cor} = 0.90$	0.011	0.195	SPC	0.29	18.7144
	ELS	$N_{cor} = 809.774$	$M_{max} = 21.83$	0.027	0.195	SPC	3.99	18.7144
Zone II (40×40)	ELS	$N_{max} = 793.799$	$M_{cor} = 4.79$	0.006	0.17	SPC	2.26	14.1928
	ELS	$N_{min} = 1.880$	$M_{cor} = 0.40$	0.213	0.17	SPC	0.04	14.1928
	ELS	$N_{cor} = 65.885$	$M_{max} = 29.51$	0.448	0.17	SPC	2.90	14.1928

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} \geq A_{min}$

b) Etat limites d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c)Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Section (cm ²)	N [kN]	M [kN.m]	nature	σ_b^{sup} [Mpa]	σ_b^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	σ_s^{sup} [Mpa]	σ_s^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	obs
(40x40)	N _{max} 912.830	M _{cor} 3.44	SPc	3.97	3.63	15	59.2	54.7	400	Cv
	N _{min} 84.059	M _{cor} 0.90	SPc	2.86	2.57		42.6	38.8		Cv
	N _{cor} 809.774	M _{max} 2183	SPc	3.77	2.96		56	44.9		Cv
(35x35)	N _{max} 793.799	M _{cor} 4.79	SPc	2.55	1.98	15	37.8	30.2	400	Cv
	N _{min} 1.880	M _{cor} 0.40	SPc	1.82	1.34		26.9	20.5		Cv
	N _{cor} 65.885	M _{max} 29.51	SPc	2.29	2.25		34.3	33.8		Cv

Tableau VI 4 : vérification des contraintes du béton de de l'acier.

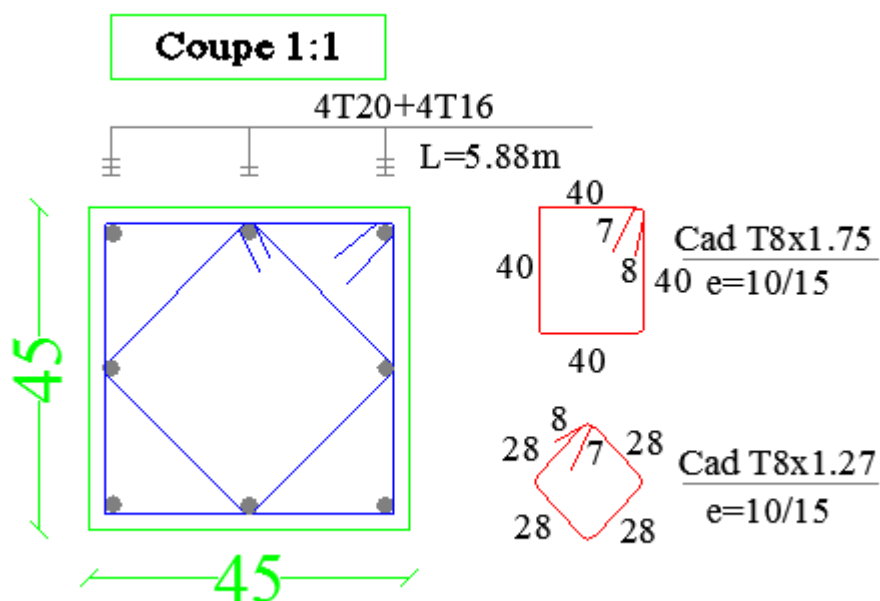


Figure VI.1 Schéma de ferrailage de la zone I

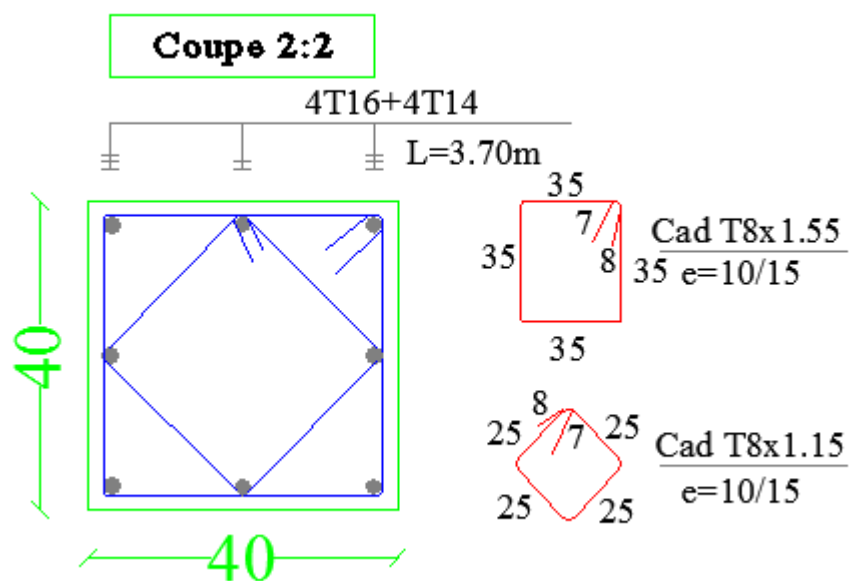


Figure VI 2 Schéma de ferrailage de la zone II

VI.2 POUTRES.**VI.2.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées 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.

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

VI.2.2 Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**a) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{max} = 6\% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

	Section de poutre (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\% \times b \times h$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
			Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
pp	(25 x 35)	4.375	52.5	35
PS				

Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

VI.2.3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

A_{st} = section d'armatures tendues.

A_{sc} = section d'armatures comprimées.

Calcul du moment réduit $\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2}$ avec: $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{\gamma_b}$ (Art BAEL B66).

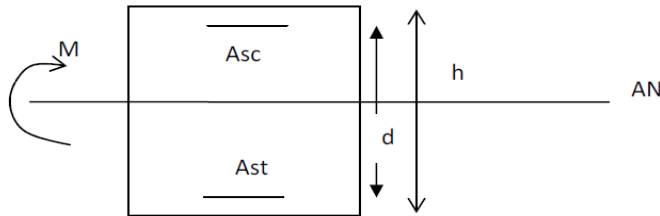
Calcul du moment réduit limite (μ_1) :

$$\left. \begin{array}{l} FeE400 \\ \mu_1 = 0,392 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

En comparaison entre la valeur de μ et celle de μ_1 nous mène à deux cas qui sont à étudier :

Dans notre cas ssa :

$\mu < \mu_1$ section simplement armée (SSA) \implies les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

VI.2.4 Ferrailage des poutres :

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes : ELU et Accidentelles(RPA), le ferrailage se fera suivant le moment max pour chaque zone (Travées, Appuis) : Les calculs faits et le choix d’armatures sont résumés sous forme de tableaux.

a) Exemple de calcul:

Poutre principale (25x35)

$M_{tmax} = 54.49 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.49 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 18.48} = 0.12 \longrightarrow \beta = 0.943$$

$\mu < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ section simplement armée (ssa). $\longrightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.49 \times 10^6}{0.943 \times 320 \times 400 \times 10^2} = 5.19 \text{ cm}^2$$

b) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poutres principales:

$b = 25 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 32 \text{ cm}$. Les calculs faits et le choix d’armatures sont résumés sous forme de tableaux.

En travée :

Niveau	En travées							
	Mt _{max} (KN.m)	Comb	M	β	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix et nombres
RDC /Etage7	54.49	ELU	0.1071	0.943	5.19	4.375	6.88	3HA14 +2HA12

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales en travées

Aux appuis :

Niveau	Aux appuis							Choix et nombres
	Mt _{max} (KN.m)	Comb	M	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	
RDC /Etage7	-42.27	ELU	0.0831	1.040	3.65	4.375	4.62	3HA14

Tableau VII.2.3 : Ferraillage des poutres principales aux appuis.

➤ Ferraillage des poutres secondaires :

En travée :

Niveau	En travées								
	Mt _{max} (KN.m)	Comb	obs	μ	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix et nombres
RDC /Etage7	25.94	0.8GEY	ssa	0.0392	0.980	2.07	4.375	4.62	3HA14

Tableau VII.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires en travées.

Aux appuis :

Niveau	Aux appuis								
	Mt _{max} (KN.m)	Comb	obs	μ	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix et nombres
RDC /Etage7	-38.46	ELU	ssa	0.094	1.024	2.93	4.375	4.62	3HA14

Tableau VII.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

c) Calcul d'armatures transversales (Art. A.7.2.2 / BAEL 91):

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = \min \{h/35, b/10, \Phi_1\}$.

h : hauteur totale d'élément (h=35cm).

Φ_1 : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément (b=25cm).

$\Phi_t = \min \{10\text{mm}, 25\text{mm}, 14\text{mm}\} = 10\text{mm}$

Nous adopterons Cadre + Etrier : HA8

d) Calcul d'espacements (Art .A.6.1.24 /BAEL91) :

Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $St = \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{28.8\text{cm}, 40\text{cm}\} = 28.8 [\text{cm}]$.

Nous prendrons $St=25\text{cm}$.

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- Sur appuis : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30) = \min(8.75 ; 9.6 ; 30)$ Soit $S_t = 8$ [cm]
- En travée : $e \leq h/2 \rightarrow e \leq 17.5\text{cm}$ Soit $e = 15$ [cm].

e) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

- h : Hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.
- h_e : Hauteur entre nus des poteaux.
- On aura :
- Poteau RDC : $H' = \max \{68 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}\} = 70\text{cm}$
- Poteau étages Courant : $H' = \max \{51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$
- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre principales.
- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre secondaires.

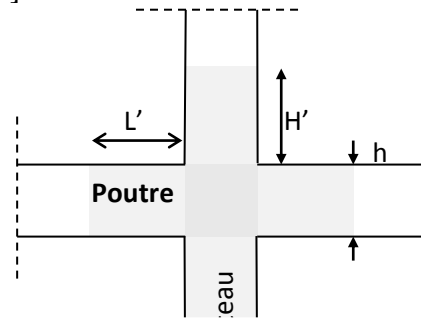


Figure VI.2.1: délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

f) Encrage des barres (Art .A.6.1.23 /BAEL91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ [cm]}. \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à :

0.4. L_s (Art A.6.253 /BAEL91)

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 49.38 \text{ cm} = 19.75\text{cm}$$

Soit $l_c = 20\text{cm}$.

VI.2.5 Vérifications à l'ELU:**a) Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1 / 400 = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Poutres principales:

- En travée: $A_t = 6.88 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée
- Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

- poutres secondaires :

- En travée: $A_t = 4.62 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ [cm}^2] \geq A_{min}$ Condition vérifiée..

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (Art : 6.1.3/BAEL91) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ [MPa]}.$$

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

- poutres principales : 3HA14

$$\sum u_i = \pi \times 3 \times 14 = 131.94 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{83.559 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131.94} = 2.19 \text{ [Mpa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- poutres secondaires : 3HA14

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 14 = 131.94 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.127 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131.94} = 1.16 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} , 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)}$$

$$\underline{\text{PP}} : V_u = 83.559 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \tau_u = \frac{83.559 \times 10^3}{(250 \times 320)} = 1.04 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\underline{\text{PS}} : V_u = 44.127 \text{ (KN)} \dots \dots \dots \tau_u = \frac{44.127 \times 10^3}{(250 \times 320)} = 0.55 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieur à $0.9Vt$ on doit prolonger au delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$p. \text{ principales : } \frac{1.15}{400} \left(83.559 + \frac{54.49}{0.9 \times 0.32} \right) = 0.303$$

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$p. \text{ secondaires : } \frac{1.15}{400} \left(64.538 + \frac{28.792}{0.9, 0,33} \right) = 0.46 \text{ [cm}^2\text{]}. \quad \frac{1.15}{400} \left(44.127 + \frac{25.94}{0.9 \times 0.32} \right)$$

$$A_a = 4.62 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,22 \text{ [cm}^2\text{]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u \leq 0,4x0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

- **p. principales :** $T_u = 83.559 \text{ KN} \leq 0,4x0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 666.67 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \text{CV}$

- **p. secondaires :** $T_u = 44.127 \text{ KN} \leq 0,4x0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 666.67 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \text{CV}$

VI.2.6 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} \equiv 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :**

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	39.34	6.88	0.86	0.868	22.88	205.86	8.99	CV
Appuis	-16.73	4.62	0.577	0.887	29.25	127.58	4.36	CV

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	16.36	4.62	0.577	0.887	29.25	124.76	4.26	CV
Appuis	-15.39	4.62	0.577	0.887	29.25	117.36	4.01	CV

a) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI.2.7 -Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

a) Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.80\text{cm}$$

La flèche retirée par robot : est f=0.07cm

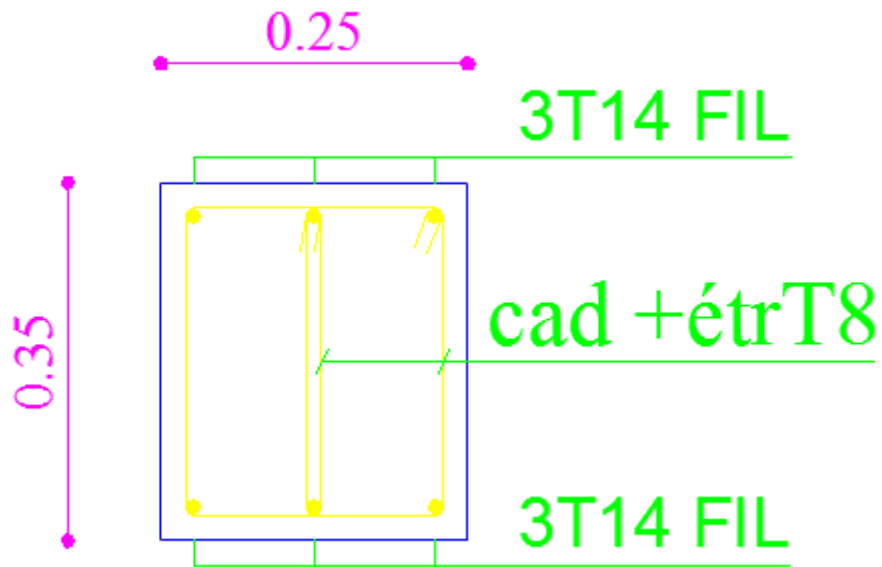
$$f = 0.07\text{cm} < \bar{f} = 0.81\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Sens de la poutre secondaire :

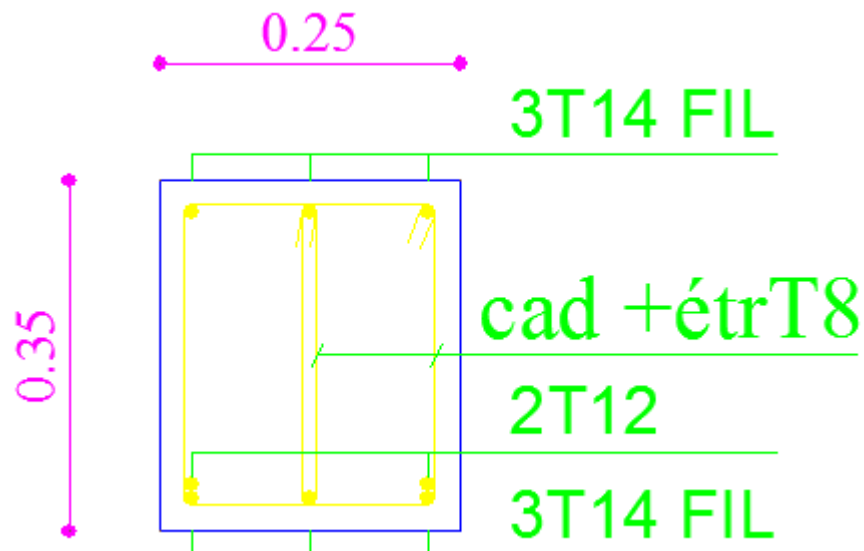
$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{304}{500} = 0.68\text{cm}$$

La flèche retirée par robot est : f=0.07cm

$$f = 0.07\text{cm} < \bar{f} = 0.68\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$



➤ Aux appuis



➤ En travée

Figure VI.2.2 schémas des ferrailages des poutres principale et secondaire aux appuis et en travée.

VI.3 VOILES :

VI.3.1 Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.3.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{à l'ELU} \\ G+Q \quad \quad \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right\} \text{ B A E L 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \text{ RPA 99 / version 2003}$$

VI.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec **B** : section du béton **I** : moment d'inertie

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e = hauteur entre nus de planches du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

VI.3.4 Armatures minimales :

a) Compression simple :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés 99})$$

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$$

b) Traction simple :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\}$$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu

VI.3.5 Calcul des sections d'armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_1 + B \times f_{c28}}{2} \times d \times e$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

VI.3.6 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4} \quad \text{Avec :} \quad A_H : \text{section d'armatures horizontales}$$

A_V : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.3.7 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.8 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones tendue où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

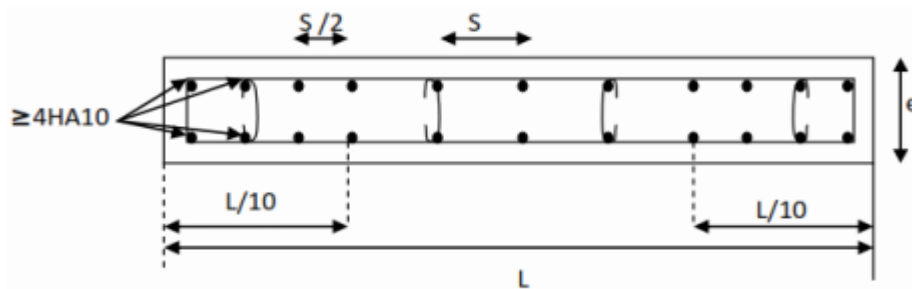


Figure.VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VI.3.8) Vérification l'ELS

a) **Contrainte limite de béton.**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q \quad \bar{\sigma}_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \sigma_b$$

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

b) Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

c) Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: $\text{Min} (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration est peu préjudiciable.

VI.3.9) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversale $V_{T1} = 2.4 \text{ m}$ sur la zone 1 ; SPC

✓ Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.4 \text{ m} \quad e = 0.25 \text{ m} \quad B = 0.6 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.288 \text{ m}^4 \quad V = V' = \frac{l}{2} = 0.12 \text{ m}$$

✓ Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\sigma_{\max} = 3190 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4200 \text{ KN / m}^2$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 1.04 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.4 - 1.04 = 1.36 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

$$d_1 = 0.69 \text{ m}$$

✓ **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Leftrightarrow \left\{ \sigma_1 = 2069.12 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 540.71 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 178.46 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des armatures verticales :**

1^{ere} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{540.71}{348 \times 10^{-1}} = 15.54 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{178.46}{348 \times 10^{-1}} = 5.128 \text{ cm}^2 < A_{min} = 9.06 \text{ cm}^2. \text{ On prend } A_{v2} = 9.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\} = \max \left\{ \frac{69 \times 25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 69 \times 25 \right\}$$

$$A_{min} = \max \{9.06; 3.45\} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

✓ **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 24.94 \text{ cm}^2$$

✓ **Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (15.54 + (\frac{24.94}{4})) = 21.78 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.06 + (\frac{24.94}{4}) = 15.30 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

✓ **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.78 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 8\text{HA}14 = 24.62 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 8 \text{ cm}$$

$A_2 = 15.30 \text{ cm}^2/\text{ bande}$

On adopte: $2 \times 5\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_{\min (h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.0015 \times 240 \times 25 \right\} = \text{Max} \{6.155 ; 9.00\}$

$A_{\min (h)} = 9.00 \text{ cm}^2$

Soit : $2 \times 4\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

✓ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min \{1.5 e , 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **Selon le RPA 2003 :**

$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 647.676 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2400} = 1.679 \text{ MPa}$
 $\tau_b = 1.679 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$\tau_b = 1.679 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **D'après le BAEL 91 :**

$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{647.676 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2400} = 1.2 \text{ MPa}$
 $\tau_u = 1.2 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

✓ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{358.558 \times 10^3}{250 \times 2400 + 15 \times 21.78 \times 10^2} = 0.59 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Les résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants :**

✓ **Voiles Transversale :** _VT1 : Voile transversale de 2.4m de longueur

		VT1 POUR (RDC) ET (1à6)		
Caractéristiques géométriques	Zone		VT1 RDC	VT1(1à6)
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06
	L (m)		2,40	2,40
	e (m)		0,25	0,25
	B (m ²)		0,6	0,6
	He		4,080	3,060
	h		3,73	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		647,676	631,211
	N _{ser} (kN)		358,56	332,49
	Vu (kN)		906,746	883,695
	σ_{\max} (kN/m ²)		3190,000	1920,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		4200,000	2770,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00
	L _c		1,04	0,98
	L _t		1,36	1,42
	d		0,69	0,66
	d _{adopté}		0,68	0,66
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,68	0,76
	σ_1		2100,000	1490,000
	N ₁		537,08	348,79
	N ₂		179,03	142,01
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		13,43	8,72
	A _{v2} /bande (cm ²)		4,48	3,55
	A _{vj} (cm ²)		24,94	24,30
	A' _{v1} /bande/nappe		19,66	14,80
	A' _{v2} /bande/nappe		10,71	9,63
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		9,06	8,60
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		24,62	15,82
	Av2 adopté (cm ²)		15,39	11,304
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*8HA14	2*7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA14	2*5HA12
	ST		30	30
	Espacement	Bande 1	8	8

	(cm)	Bande 2	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,00	9,00
	AH adopté (cm ²)		9,04	9,04
	choix de la section		2*4HA12	2*4HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25
	At adoptées		4epingles HA8/m ²	
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,679	1,636
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	T _u	1,199	1,169
		σ_{bc}	0,563	0,533

- ✓ Voile longitudinale :
 VL1 : Voile longitudinale de 1.40 m de longueur

		VL1 POUR (RDC) ET (1à6)		
Caractéristiques géométriques	Zone		VL1 RDC	VL1(1à6)
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06
	L (m)		1.4	1.4
	e (m)		0,25	0,25
	B (m ²)		0.35	0,35
	He		4,080	3,060
	h		3,73	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		576.224	558.165
	N _{ser} (kN)		214.14	201.11
	Vu (kN)		806.714	781.431
	σ_{max} (kN/m ²)		4820	2310.00
	σ_{min} (kN/m ²)		5500	2930,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00
	L _c		0.65	0,62
	L _t		0.75	0.78
	d		0.44	0,41
	d _{adopté}		0.37	0,39
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,37	0,39
	σ_1		2750.00	1465,000
	N ₁		384.72	215.03
N ₂		128.24	71.68	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9.62	5,38
	A _{v2} /bande (cm ²)		3.21	1.79
	A _{vj} (cm ²)		22.18	21,49
	A'v1/bande/nappe		15.16	10.75
	A'v2/bande/nappe		8.75	7.16
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.72	5.40
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		15.386	11.304
	Av2 adopté (cm ²)		9.23	9.04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA14	2*5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*4HA12
	ST		30	30

	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	
		Bande 2	8	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,00	9,00	
	AH adopté (cm ²)		9,04	9,04	
	choix de la section		2*4HA12	2*4HA12	
Armatures transversales	Espacement (cm)		25	25	
	At adoptés		4epingles HA8/m ²		
Véification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$		T_b	2.561	2.481
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$		T_u	1,829	1,772
			σ_{bc}	0,574	0,548

COUPE HORIZONTALE DU VOILE VT1

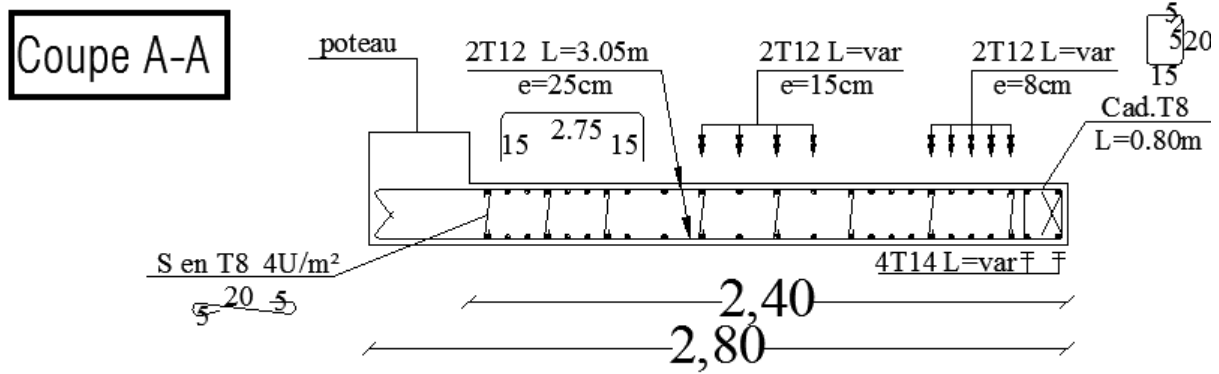


Figure. VI.3.2: schémas de ferrailages des voiles transversaux.

COUPE HORIZONTALE DU VOILE VL1

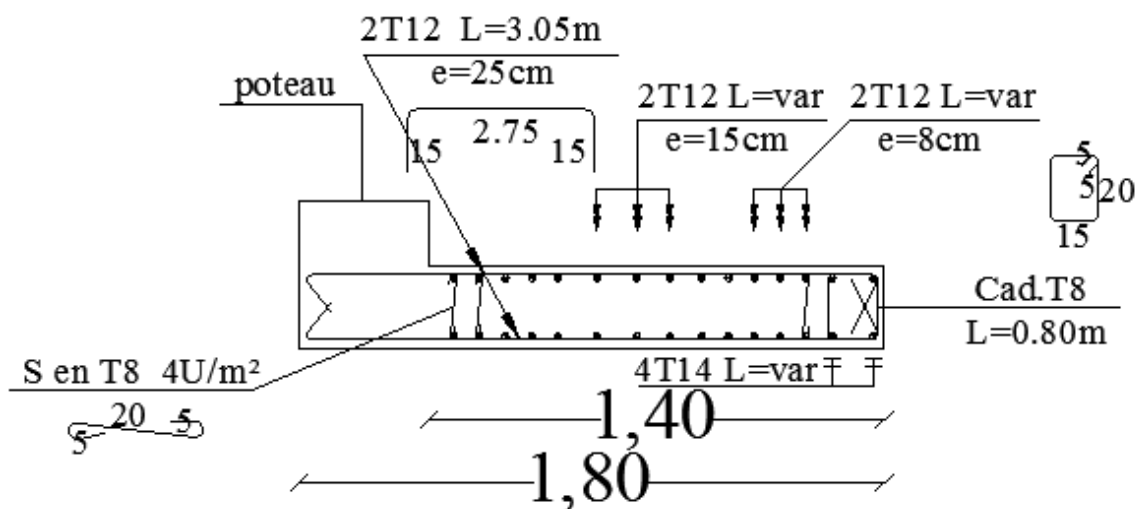


Figure. VI.3.3: schémas de ferrailages des voiles longitudinaux

VI.4 ESCALIER :

VI.4.1. DEFINITION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

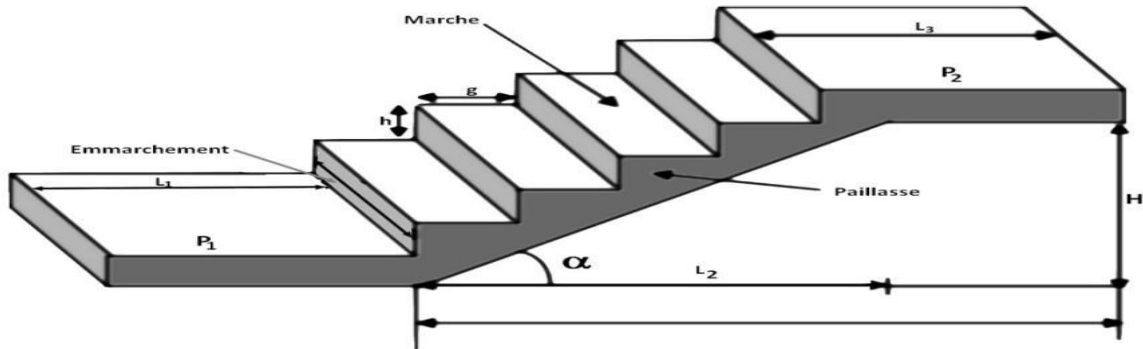


Figure VI.4.1: Schéma général d'un escalier droit

Cage d'escalier :

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escaliers droits à 2 volées

VI.4.2. Dimensionnement :

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est l'escalier comportant le plus grand nombre de marche, qui est l'escalier à deux volées.

La condition de BONDEL, nous permet de pré dimensionner convenablement notre escalier la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$).

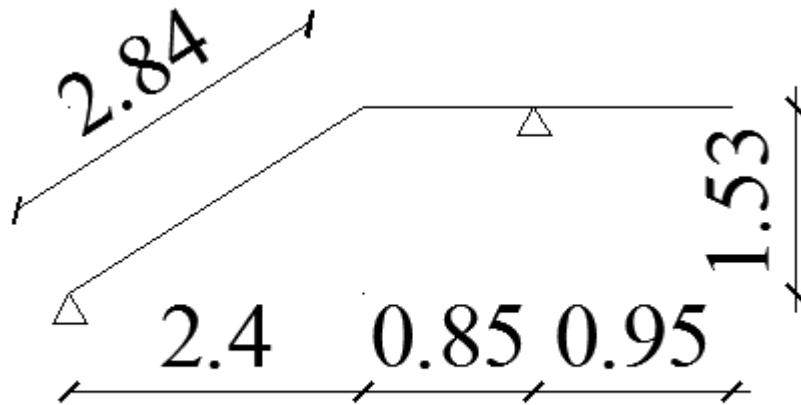


Figure VI .4.2 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h=17\text{cm}$.

a) Nombre de contre marches :

Le nombre de contre marches est : $n=H/h=306/17=18$ donc 9 contre marches pour un palier et 9 pour un autre palier

Nous on prend le palier avec 9 contre marche

$$n = 9 \text{ contre marches}$$

b) Nombre de marche :

Le nombre de marche pris égale à $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches

c) la hauteur de contre marche:

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

d) calcul du giron :

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad g = 30\text{cm}$$

• Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

$$60\text{ cm} \leq 2h+g = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$$

—————> La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240\text{ cm.}$$

e) dimensionnement du palier :

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{95}{10} = 9.5\text{cm} \quad \text{On prend : } e_p = 17\text{cm}$$

f) Dimensionnement de la paillasse :

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

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad L_2 = 0.85 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse:

$$L' = L_0 + L_2 = 284.63 + 85 = 369.63 \text{ m.}$$

D'où :

$$\frac{369.63}{30} \leq e_p \leq \frac{369.63}{20}$$

$$12.32 \leq e_p \leq 18.48 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend } e_p = 17 \text{ cm}$$

VI.4.3 Détermination des charges et surcharges :

Les calculs sont menés en considérant une bande de 1m de la paillasse.

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que le poids est uniformément réparti sur la paillasse.

➤ Charges permanentes :

$$\text{Palier : } G_{p_{tot}} = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{v_{tot}} = 8.285 \text{ KN/m}^2$$

• poids du mur extérieure:

$$q_{mur} = 2.36 \times 1 \times 3.06 = 7.22 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharges d'exploitations :

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

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

VI-4-4 Hypothèse :

- ✓ L'escalier est sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale

VI .4.5 Calcule des moments et effort tranchante a L'ELU

La volée et le palier seront étudiées en tenant compte des efforts données par le ROBOT qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présente par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées a L'ELS

VI .4.6 Calcul des armatures :

a). En travée :

$M_u = 22.01$ kN.m de logiciel

Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.01 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = \frac{22010}{319500} = 0.068 \leq 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0.068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.01 \times 10^3}{0.965 \times 15 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 20$ cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 25$ cm

b) Aux appuis :

$M_u = -15.69$ kN.m de logiciel

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.69 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.049 \leq 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_a = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.69 \times 10^3}{0.974 \times 15 \times 348} = 3.085 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA 12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de 25cm.

VI.4.7 Les vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la non fragilité du béton:.....[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad B : \text{la section de béton}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.811 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 17}{1000} = 1.7 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1.811 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres :

Armatures principales :

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

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
 Entravées $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

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

Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
 Entravées $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

(Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 42.959 \text{ kN}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{42.959 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,286 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ condition est vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

Les armatures ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99) :

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec : } a \leq 0.9 d$$

$$T_{max} = 42.959 \text{ kN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.15 \times 1 = 900 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \times (T_{max} + Ma/0.9d)}{f_e}$$

$$A_u = \frac{1.15 \times (42.959 \times 10^3 + \frac{15.69 \times 10^6}{0.9 \times 150})}{400} = 4.576 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

Par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{42.959 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.49} = 1.688 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.688 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

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

Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42.328 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm. (voir BAEL 99).}$$

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

$$L = 0.4 L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm.}$$

VI.4.8 Calcul à l'ELS :

moment max:a partir des tableaux du ROBOT on trouve ces valeurs au-dessous

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	Q(1-2) [kN/m]
MAX	6,52	15,70	2,67	27,234
Panneau	607	636	637	636
Noeud	74	78	88	78
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-3,29	-6,38	-2,80	1,049
Panneau	633	640	640	600
Noeud	2686	5909	79	5975
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

VI.4.8Vérification à l'ELS :

a)Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

En travée: $\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.374$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 37.91 \\ \beta_1 = 0.9055 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{15.70 \times 10^3}{5.65 \times 0.9055 \times 15} = 204.583 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 204.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{204.58}{37.91} = 5.396 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Dans les aciers: $\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.374$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 37.91 \\ \beta_1 = 0,9055 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{6.38 \times 10^3}{0,9055 \times 15 \times 5.65} = 83.1366 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 83.1366 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{83.1366}{37.91} = 2.193 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.193 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

c) 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.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 17 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 4.2 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \text{ } M_t : \text{ moment maximum en travée,}$$

M_t : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ } A : \text{ section des armatures,}$$

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,17}{3.25} = 0,0523 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

On doit calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{325}{500} = 0.65 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par Robot : 0.58 cm \implies Condition vérifiée.

$f = 0.58 < \bar{f} = 0.65$Condition vérifiée.

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- En travée :

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

- Aux appuis :

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

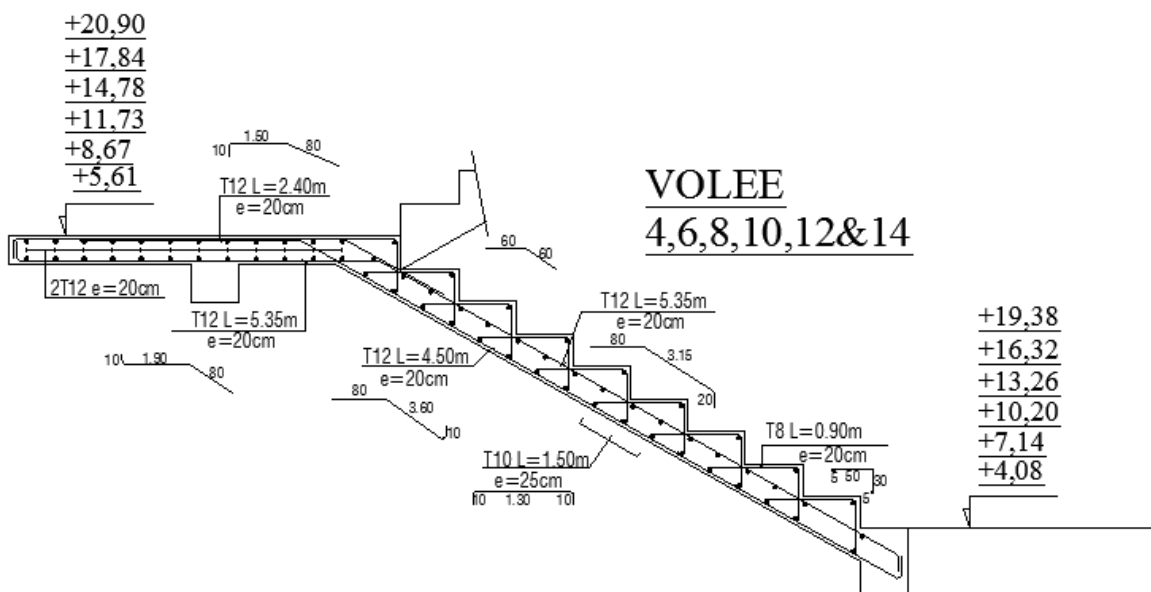


Figure VI .4.9 schéma de ferrailage des escaliers droit

VI.5 POUTRE PALIER

VI .5.1) 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. Sa portée est de 3,40m (longueur libre entre nus d’appuis).

VI.5.2) Pré dimensionnement :

♦ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 30 cm)

♦ Largeur :

$$0,4. h \leq b \leq 0,7. h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 25 cm)

La poutre aura donc une section de **(25 × 35) cm²**.

VI.5.3) Détermination des charges permanentes :

♦ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN /ml}$.

VI.5.4) calcul des efforts internes :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	12,905	40,993	7,028	13,68	2,72	24,16
Barre	591	611	590	612	613	610
Noeud	248	255	246	257	259	254
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-12,378	-42,422	-7,078	-13,87	-3,05	-13,00
Barre	591	610	602	612	590	609
Noeud	247	254	249	258	246	251
Cas	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

VI.5.5) Calcul des armatures :

$b = 25 \text{ cm}$. $c = 3 \text{ cm}$, $d = 32 \text{ cm}$.

♦ Aux appuis :

- Armatures principales : $M_{ua} = 13.87 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{13.87 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 0,038 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{13.87 \times 10^3}{0,981 \times 32 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

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

◆ **En travée :**

- $M_{ut} = 24.16 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.16 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,20}$$

$$\mu_b = 0,066 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{24.16 \times 10^3}{0,966 \times 32 \times 348} = 2.245 \text{ cm}^2$$

Soit $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

❖ **Le RPA99 exige que :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc ;
 $3.39 + 3,39 = 6.78 \text{ cm}^2 > 0,5 \cdot b \cdot h / 100 = 4,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc ;
 $6.78 \text{ cm}^2 < 4 \cdot b \cdot h / 100 = 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI.5.6) Vérification à L'E.L.U :

VI.5.6.1) Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3.39 > 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 > 0,966 \text{ cm}^2$$

} \Rightarrow La condition est vérifiée.

VI.5.6.2) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1.21 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{42.422 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.53 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min \{0,15 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \}. \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

VI.5.6.3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)

$$\overline{V_u} = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V_u} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{0,25}{1,15} = 626,087 \text{ KN.}$$

$$V_u = 42,422 \text{ KN} < \overline{V_u} = 626,087 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.5.6.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91})$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,422 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 22,61} = 0,651 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \cdot .$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.}$$

VI.5.6.5) Ancrage des barres aux appuis : (A.6.1, 23 BAEL 91)

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm. Donc on adopte } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les armatures comportent des crochets :

$$l_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

VI.5.6.6) Les armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être

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

On choisit un diamètre $\phi 8$:

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (un cadre + étrier) $\phi 8$.

VI.5.6.7) Espacement des barres :

❖ **BAEL 91 (A.5.1,22) :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} = \min\{28,8; 40cm\} = 28,8cm \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **(RPA 99.A.7.5.2.2)**

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

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

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{8,75; 14,4\} = 8,75cm \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.5.7) Calcul à L'ELS :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	8,503	21,027	4,315	6,74	1,37	10,15
Barre	602	613	590	613	613	613
Noeud	250	259	246	259	259	259
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-7,610	-20,281	-4,480	-6,85	-1,24	0,96
Barre	591	613	590	613	613	590
Noeud	247	260	245	260	260	245
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

VI.5.8) Vérification à L'ELS :

VI.5.8.1) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91)

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

Avec : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$

En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3,39cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 32} = 0,423$$

$$\rho_1 = 0,423 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 ; K_1 = 35,25$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{10,15 \times 10^3}{0,901 \times 32 \times 3,39} = 103,846 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{103,846}{35,25} = 2,946 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0,423$$

$$\rho_1 = 0.423 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 ; K_1 = 35.25$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{6.86 \times 10^3}{0,901 \times 32 \times 3.39} = 70.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.186}{35.25} = 2.011 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

VI.5.8.2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

VI.5.8.3) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

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

Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres, si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left. \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots CV \\ 2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,103 > \frac{43.396}{10 \times 51.726} = 0,083 \quad \dots\dots\dots CV \\ 3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \frac{6,79}{25 \times 33} = 0,00823 \Rightarrow \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

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

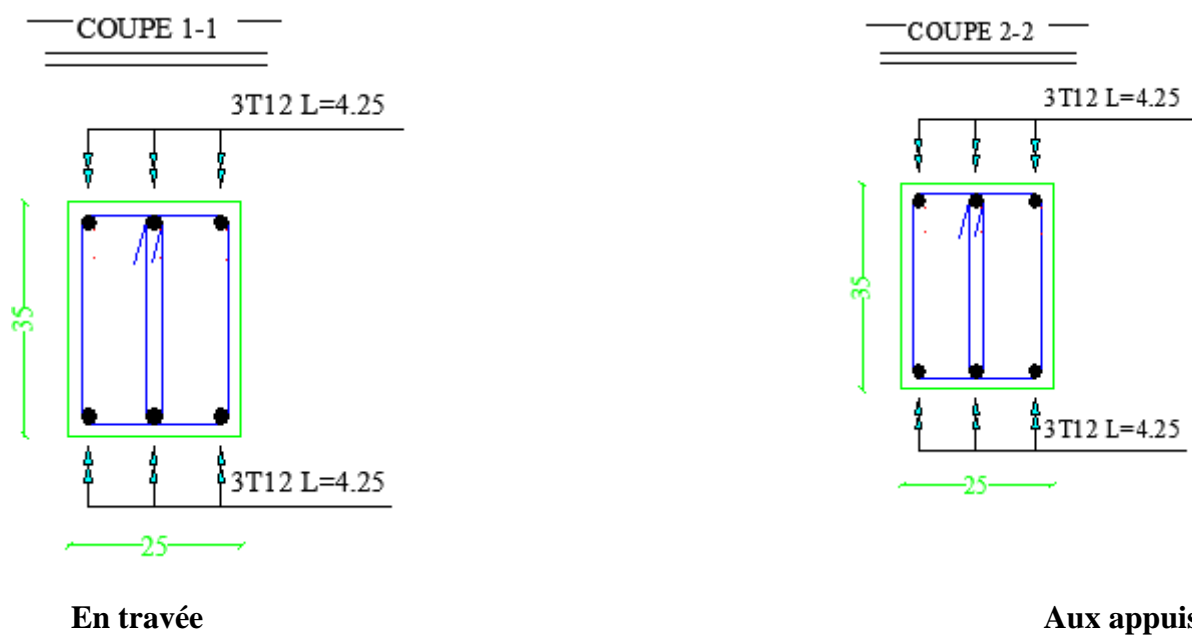


Figure VI.5.1 : schéma de ferraillage.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 3$ bars à 2m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VII.4 Choix de fondation :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux de sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

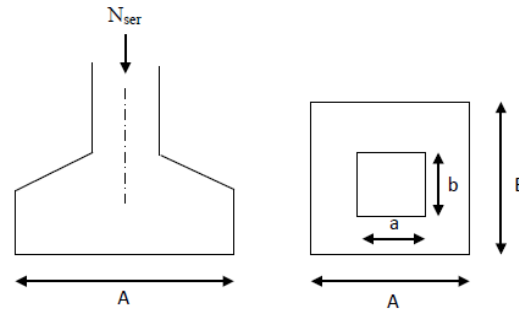


Figure VII.1 semelle isolé

- Homothétie des dimensions:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \quad \Rightarrow \quad \frac{45}{45} = 1 \quad \Rightarrow \quad A=B$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

- Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 912.830 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{912.830}{300}} = 1.74 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A=B=1.80\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

a) Semelles filantes :

b.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : σ_{sol} : capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Sens x-x :

Voiles	N_s^{\max} (KN)	L	B (m)	S=B.L (m^2)
VLI	214.14	1.40	0.51	0.714

Sens y-y :

Voiles	N_s^{\max} (KN)	L (M)	B	S=B.L (m^2)
VT 1	358.56	2,40	0.50	1.2

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles selon les sens.

b.2 Semelles filantes sous poteaux :

1. Hypothèses de calcul :

Une semelle 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 leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :
- $e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.
- $q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$
- $q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$.
- $e \geq \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur) :

Poteaux	N _s (KN)	e _i (m)	N _s ×e _i (KN.m)	M _s (KN.m)
C6	278.039	5.7	1584.82	-1.84
C6	361.366	2.2	795.01	-5.59
C6	345.933	-2.2	-761.05	5.05
C6	201.516	-5.7	-1148.64	0.99
somme	R=1186.86	/	470.14	13.47

Tableau VII.2 : résultat des charges vertical de chaque poteau.

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum N_i = 1186.854 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{470.14 + 13.47}{1186.854} = 0.41 \text{ m}$$

$$e = 0.41 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1.9 \text{ m} \quad \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1186.854}{11.4} \left(1 + \frac{6(0.41)}{11.4}\right) = 126.576 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1186.854}{11.4} \left(1 - \frac{6(0.41)}{11.4}\right) = 81.64 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1186.854}{11.4} \left(1 + \frac{3(0.41)}{11.4}\right) = 115.320 \text{ KN/ml.}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{115.320}{300} = 0.40 \text{ m}$$

- On prend : B=1,00m

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6(11.4 \times 1.00) + 4(2.40 \times 1.00) + 4(1.4 \times 1.00) = 83.6 \text{ m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

$$\text{La surface totale de bâtiment : } S_{\text{bat}} = L \times l = 11.4 \times 17.4 = 198.36 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{83.6}{198.36} = 0.42$$

La surface totale des semelles représente 42% de la surface de bâtiment.

Conclusion : Nous allons opter pour des semelles filantes.

VII.5 dimensionnement de la semelle filante :**a) Semelle.**

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s = \frac{100-45}{4} + 5 = 18.75\text{cm} \quad \text{on prend } h_s = 40\text{cm. Et } d = 35\text{cm.}$$

soit les dimensions suivantes :

$$L = 400\text{cm} \quad A = 1.00\text{m} ; h_s = 40\text{cm} ; c = c' = 5\text{cm} ; d_a = 35\text{cm}$$

b) poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.44 \leq h_p \leq 0.67\text{m} \quad \text{soit } h_p = 70\text{cm}$$

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66\text{cm} \quad \text{soit } b_p = 40\text{cm.}$$

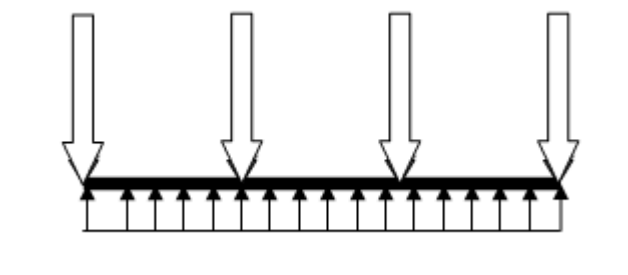
VII.6 Ferrailage :**VII.6.1 poutre de rigidité**

Figure VII.2 : schéma statique des semelles sous poteaux

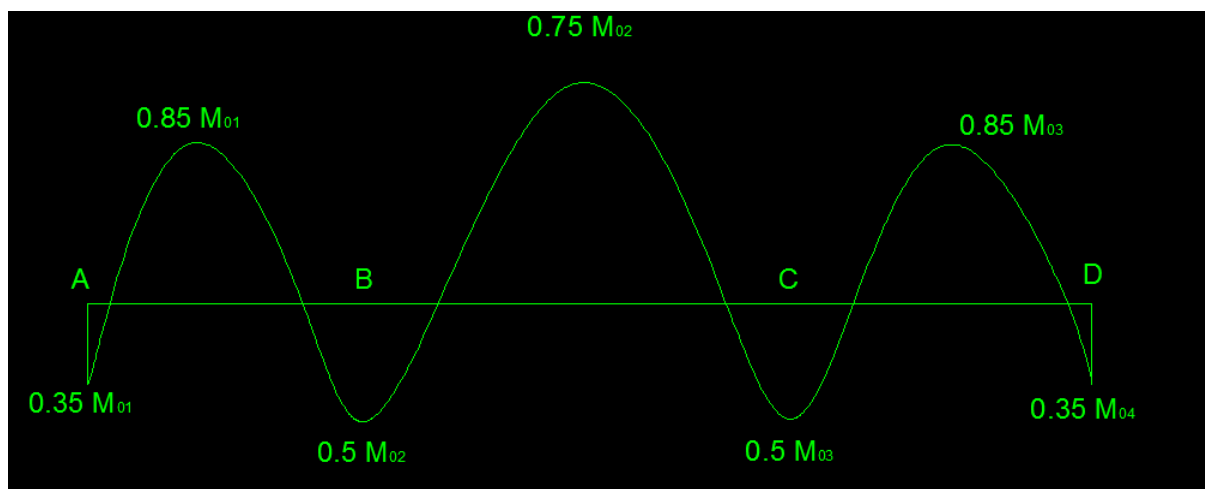


Figure VII.3 diagramme des moments fléchissant.

- Calculer des moments isostatiques $M_{0s} = \frac{qU^2}{8}$

Avec $q = q \left(\frac{L}{4}\right) \times B = 115.32 \times 1.00 = 115.320 \text{ kn/ml}$

Moment Isostatique	M	L= 3.5	L = 4.00	L =3.5
	KN M	M ₀₁	M ₀₂	M ₀₃
		176.58	230.64	176.58

Tableau. VII.3 : moment isostatique

- Aux appuis

Appuis	M(KNm)	μ	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
B	115.32	0.048	0.975	5.22	2.66

- En travée :

Travée	M(KNm)	μ	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
B-C	172.98	0.084	0.956	8.66	2.66

Tableaux VII.4 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis.

a) Détermination des espacements :

En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

b) Armatures adoptées :

➤ Aux appuis :

Appuis	A_s (cm ²)	A choisis (cm ²)	A adoptées (cm ²)
B	5.689	4HA16	8.0384

➤ En travées :

Travée	A_s (cm ²)	A choisis (cm ²)	A adoptées (cm ²)
c-B	8.66	4HA16+2HA14	11.115

Tableaux. VII.5.armature adopter en travées et aux appuis

c) Armatures transversales :

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_1\right\} = 1.6\text{cm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2 \text{ cadres T8} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$$

VII.6.2 semelle :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{1273.693 \times 1000 \times (100-40)}{8 \times 35 \times 34800} = 7.84 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA12 $\Rightarrow A_s = 7.9128 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec espacement $e = 15\text{cm}$

$A_r = A_s/4 = 7.9128/4 = 1.9782 \text{ cm}^2$ soit 7HA12 ($A_r = 7.9128 \text{ cm}^2$) \Rightarrow avec espacement $e = 15\text{cm}$

VII.6.3 longrine :

Les longrines ont pour rôle : 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 de site considérée.

La catégorie du site est : $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$ (article 10.1.b RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S_2 et S_3

a) On opte pour une section transversal de : (30×35)

$$F = \frac{1273.693}{12} = 106.14 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{106.14 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 $\Rightarrow A_s = 6.78 \text{ cm}^2$.

a) **Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_l ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 1 \text{ cm}$

Soit un (1cadre+1treillis) T8 $\Rightarrow A_t = 2HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espace des cadres doit être : $e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 15$

VII.7 Vérification à l'ELS :

$$\text{A l'ELS, } q_s = \sigma_{\text{sol}} \times A_{\text{semelle}} = 115.32 \times 1.00 = 115.320 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{115.32 \times 4.00^2}{8} = 230 \text{ KNm}$$

a) **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

✓ Exemple de calcul : en travée

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 8.66 \text{ cm}^2 ; M_t = 172.98 \text{ KN.m} ; d = 65 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 8.66}{40 \times 65} = 0.333$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 40.56 \\ \beta_1 = 0.910 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{172.98 \times 10^3}{0.910 \times 65 \times 8.66} = 337.7 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = 337.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40.56} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 337.7 = 8.44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
B	115.32	5.689	0.218	0.925	51.67	0.02	337.14	6.743	15	vérifiée

➤ En travées :

Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
172.98	8.66	0.333	0.910	40.56	0.025	337.7	8.44	15	vérifiée

Tableaux. VII.6 : des vérifications à l'ELS en travées et aux appuis .

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{qs \left(\frac{L}{4} \right) L}{2} = \frac{115.32 \times 4.00}{2} = 230.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

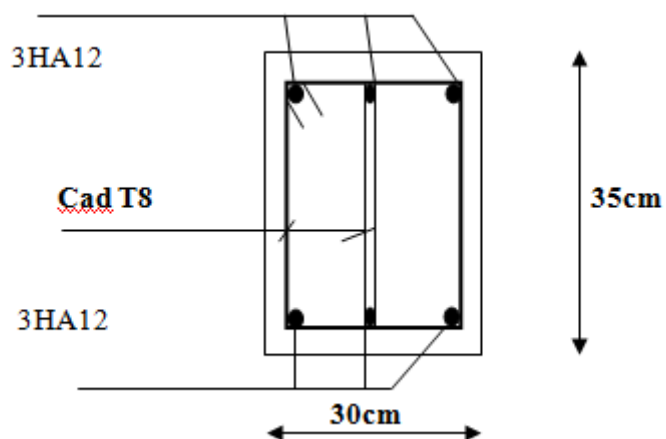


Figure VII.4 : schéma de ferrailage des longrines.

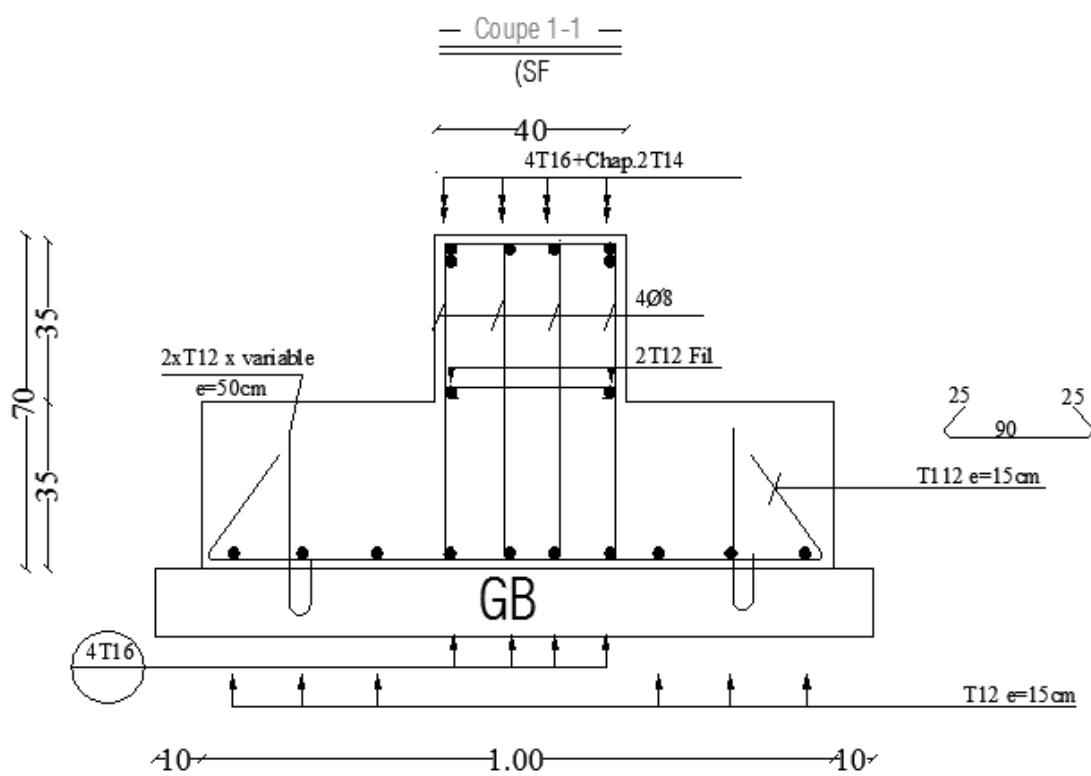


Figure VII.6 : schéma de ferrailage de semelle en travées.

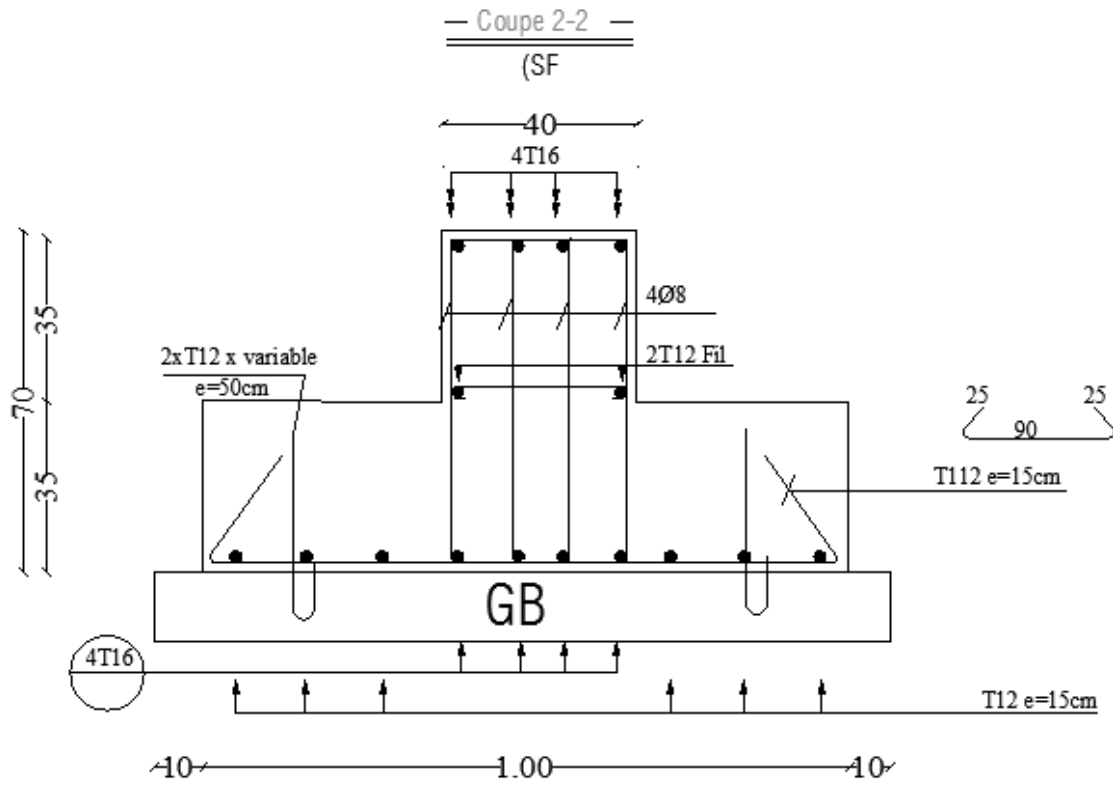


Figure VII.5 : schéma de ferrailage des semelles aux appuis.

Conclusion :

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à AGOUNI CHARKI dans la commune d'AZEFFOUN, cet immeuble d'habitation en béton armé de (R+7) est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

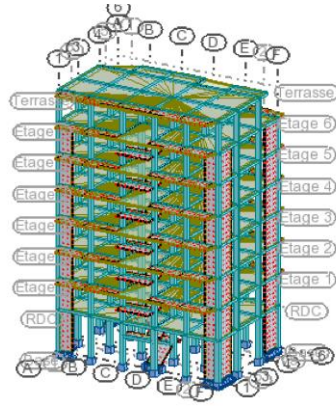
- *Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas on a dû revoir à la hausse les sections de béton dans le chapitre ferrailage, pour satisfaire les conditions RPA . ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.*
- *Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à(l'article **3.4.4a**) du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.*
- *Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour des semelles filantes à une profondeur de 2m. D'après le rapport de sol il n y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.*
- *Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement*
- *En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ROBOT BAT, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.*

NOTE DE CALCUL

Projet: Note de calcul R+7

Auteur:

vue de la structure



note de calcul

Propriétés du projet: **Note de calcul R+7**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 8.591 (m)

Y = 5.125 (m)

Z = 12.857 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 57821830.000 (kg*m2)

Iy = 72792802.061 (kg*m2)

Iz = 48289301.821 (kg*m2)

Masse = 836291.764 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 8.566 (m)

Y = 5.285 (m)

Z = 13.818 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 125056855.307 (kg*m2)

Iy = 154012209.330 (kg*m2)

Iz = 90794766.192 (kg*m2)

Masse = 1078004.893 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	3766
Nombre de barres:	490
Éléments finis linéiques:	1230
Éléments finis surfaciques:	2932
Éléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	22332
Cas:	16
Combinaisons:	11

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
 Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
 Nombre de modes : 24
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

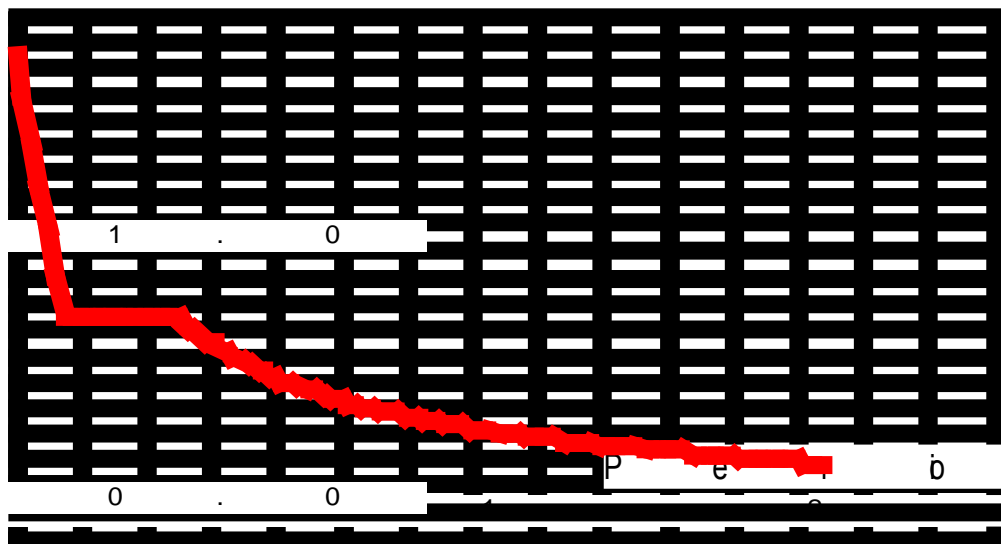
Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

A c c é é r a t b n
2 . 0

**Données:**

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : X = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150 T₂ = 0.500

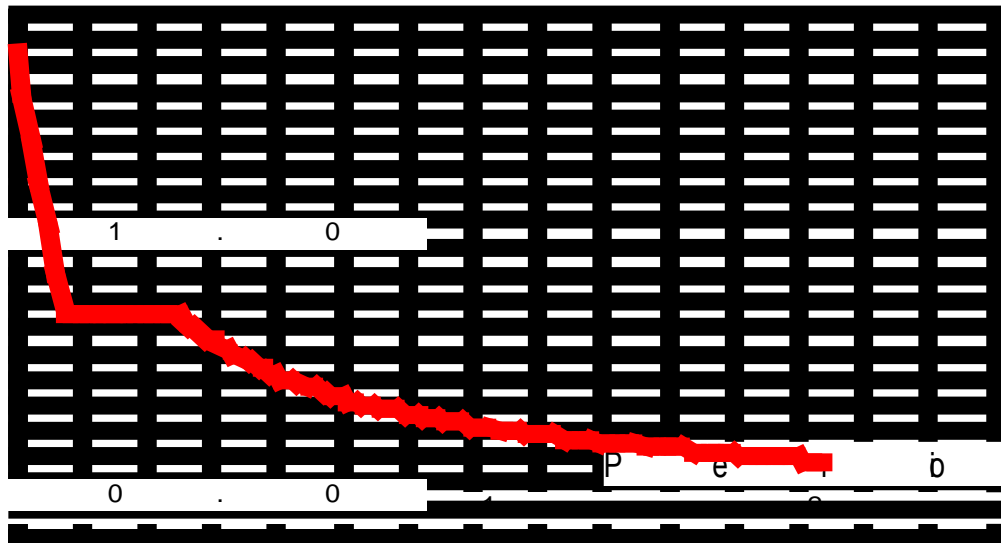
Cas 5 : EY**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)****Excentricité de masse** ex = 5.000 (%) ey = 5.000 (%)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

A c c é é r a t b n
2 . 0**Données:**

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : X = 10.00 %

Paramètres du spectre:Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150 T₂ = 0.500**Cas 6** : ELU**Type d'analyse: Combinaison linéaire****Cas 7** : ELS**Type d'analyse: Combinaison linéaire****Cas 8** : POIDS**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

Cas 9 : G+Q+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

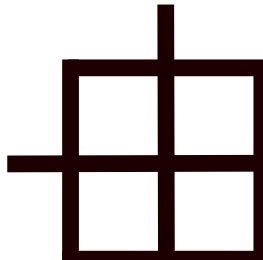
Cas 15 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

propriétés des profilés

Caractéristiques de la section:

POTRDC



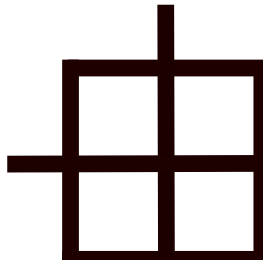
HY=45,00, HZ=45,00 [cm]

AX=2025,00 [cm²]

IX=576478,52, IY=341718,75, IZ=341718,75 [cm⁴]

Matériau=BETON25

POT1 A 2



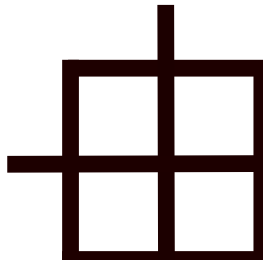
HY=40,00, HZ=40,00 [cm]

AX=1600,00 [cm²]

IX=359892,70, IY=213333,33, IZ=213333,33 [cm⁴]

Matériau=BETON25

POT3 A 7



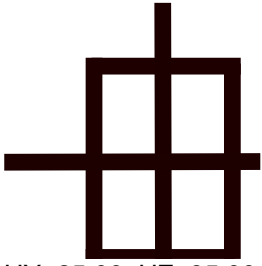
HY=40,00, HZ=40,00 [cm]

AX=1600,00 [cm²]

IX=359892,70, IY=213333,33, IZ=213333,33 [cm⁴]

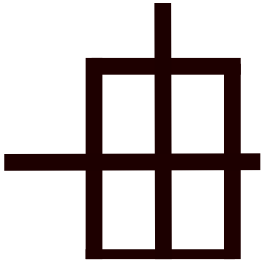
Matériau=BETON25

PP



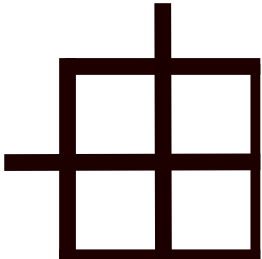
HY=25,00, HZ=35,00 [cm]
AX=875,00 [cm²]
IX=102215,50, IY=89322,92, IZ=45572,92 [cm⁴]
Matériau=BETON25

PS



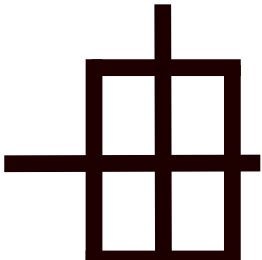
HY=25,00, HZ=35,00 [cm]
AX=875,00 [cm²]
IX=102215,50, IY=89322,92, IZ=45572,92 [cm⁴]
Matériau=BETON25

POT25X25



HY=25,00, HZ=25,00 [cm]
AX=625,00 [cm²]
IX=54915,27, IY=32552,08, IZ=32552,08 [cm⁴]
Matériau=BETON25

PPALIERE



HY=25,00, HZ=35,00 [cm]
AX=875,00 [cm²]
IX=102215,50, IY=89322,92, IZ=45572,92 [cm⁴]
Matériau=BETON25

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
Auteur :
Adresse :

Fichier : **B+H.rtd**
Projet : Note de calcul R+7

Propriétés du projet

Nom du projet : Note de calcul R+7

Adresse: AGOUNI CHARKI
Ville: AZEFFOUN

Phase:
n° de correction: 1
Commentaire:

pondérations**Pondérations suivant le règlement :
BAEL 91****Paramètres de la création des pondérations****Type de pondérations : complètes****Liste de cas actifs :**

1: G	permanente	G1	1.00	PERM1
2: Q	d'exploitation	Q1	1.00	PERM2
4: EX	sismique	E1	1.00	SIS_X4
5: EY	sismique	E2	1.00	SIS_Y5

Liste de modèles de combinaison :

ELU	standard
ELS	standard
ACC	sismique
ACC	accidentelle
SPE	Feu

Liste de groupes définis :

permanente:	G1	et,
d'exploitation:	Q1	ou,
sismique:	E1	ou excl.,
	E2	ou excl.,

Liste de relations définies :

permanente:	G1 et G2
d'exploitation:	Q1
sismique:	E1 ou excl. E1 ou excl. E2 ou excl. E3

caractéristiques - Barres

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
	POTRDC	1A185P8	2025,00	1687,50	1687,50	576478,52	341718,75	341718,75
	POT1 A 2	2A186P8 3A187P8	1600,00	1333,33	1333,33	359892,70	213333,33	213333,33
	POT3 A 7	4A7 12A15 20A23 28A31 36A39 44A47 52A55 60A63 68A71 76A79 84A87 92A95 100A103 108A111 116A119 124A127 132A135 140A143 148A151 156A159 164A167 172A175 180A183 188A191 459A476	1600,00	1333,33	1333,33	359892,70	213333,33	213333,33
	PP	193A195 201A215 231A233 239A253 269A271 277A291 307A309 315A329 345A347 353A367 383A385 391A405 421A423 429A443 477 478 484A493 509A511 514 515	875,00	729,17	729,17	102215,50	89322,92	45572,92
	PS	196A200 216A230 234A238 254A265 267A457P38 268A458P38 272A276 292A303 310A314 330A341 348A352 368A379 386A390 406A417 424A428 444A455 479A483 494A503 512 513 516	875,00	729,17	729,17	102215,50	89322,92	45572,92
	POT25X25	504	625,00	520,83	520,83	54915,27	32552,08	32552,08
	PPALIERE	590 591 602 609A613	875,00	729,17	729,17	102215,50	89322,92	45572,92

caractéristiques - Panneaux

	Nom de l'épaisseur	Liste de panneaux	Matériau	Type d'épaisseur	Epaisseur [cm]	E1 [cm]	E2 [cm]	E3 [cm]	KZ [kN/m3]
--	---------------------------	--------------------------	-----------------	-------------------------	-----------------------	----------------	----------------	----------------	-------------------

caractéristiques - Câbles

	Nom du câble	Liste des barres	Section AX [cm²]	Précontrainte SIG [MPa]	Force Fo [kN]	Longueur L [m]	Dilatation dl [m]	Dilatation relative
--	---------------------	-------------------------	------------------------------------	--------------------------------	----------------------	-----------------------	--------------------------	----------------------------

caractéristiques - Jarrets

	Nom du jarret	Type de jarret	Longueur [cm] / REL	Hauteur [cm] / REL	Largeur [cm] / REL	Epaisseur 1 [cm] / REL	Epaisseur 2 [cm] / REL	Position
--	---------------	----------------	---------------------	--------------------	--------------------	------------------------	------------------------	----------

caractéristiques - Solides

	Nom de caractéristique	Liste d'objets	E [MPa]	N I
--	-------------------------------	-----------------------	----------------	------------

caractéristiques - Matériaux

	Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m3]	Re [MPa]
1	BETON 25	32000,00	13300,00	0,20	0,00	24,530	25,00

métre

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
BETON25						
POT1 A 2	48	3,060	400,22	1224,67	58784	235,01
POT3 A 7	114	3,060	400,22	1224,67	139612	558,14
POT25X25	1	3,060	156,34	478,39	478	3,06
POTRDC	24	4,080	506,53	2066,63	49599	176,26
PP	2	1,400	218,87	306,42	613	3,36
PP	3	1,800	218,87	393,96	1182	6,48
PP	90	3,500	218,87	766,04	68944	378,00
PP	48	4,000	218,87	875,48	42023	230,40
PPALIER E	8	3,400	218,87	744,16	5953	32,64
PS	152	3,400	218,87	744,16	113112	620,16
Total par section						
POT1 A 2	48	146,880	400,22	58784,05	58784	235,01
POT3 A 7	114	348,840	400,22	139612,12	139612	558,14
POT25X25	1	3,060	156,34	478,39	478	3,06
POTRDC	24	97,920	506,53	49599,04	49599	176,26
PP	143	515,200	218,87	112761,48	112761	618,24
PPALIER E	8	27,200	218,87	5953,25	5953	32,64
PS	152	516,800	218,87	113111,67	113112	620,16
Totaux nets:					480300	2243,51

charges**- Cas: 1 (G)**

	Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
	1	(EF) surfacique uniforme	517A523	PZ=-5,460[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	524	PZ=-5,610[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	534 535 538A540 543A545 547A579 P8 549A581 P8 551A553 559A561 567A569 575A577	PZ=-1,360[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	536A554 P6 537 541 546 550A574 P8 556A580 P8 562 570 578	PZ=-1,360[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	586 587	PZ=-2,810[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	588 589	PZ=-2,810[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	594 595 603 605 614A623	PZ=-1,020[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	599A601 607 608 624A640 P4 625A641 P4	PZ=-4,035[kN/m2]
	1	charge uniforme	477 478 492 493 499 502 509 511A516	PZ=-1,670[kN/m]
	1	(EF) surfacique uniforme	642	PZ=-1,360[kN/m2]
	1	(EF) surfacique uniforme	642	
	1	(EF) linéaire sur les bords	586_BOR D(1A3) 587_BOR D(2A4) 588_BOR D(1 2) 589_BOR D(2 3) 642_BOR D(3)	PZ=-1,670[kN/m]

	1	charge uniforme	216A222 224A452 P38 225A453 P38 254A260 292A298 330A336 368A374 406A412 444A450	PZ=-3,549[kN/m]
	1	charge uniforme	196A200 223A451 P38 226A230 234A238 264A454 P38 265A455 P38 267A457 P38 268A458 P38 272A276 310A314 348A352 386A390 424A428	PZ=-1,775[kN/m]
	1	charge uniforme	494A498	PZ=-3,647[kN/m]
	1	charge uniforme	479A483 499A503	PZ=-1,823[kN/m]

combinaisons**- Cas: 6A16**

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$1*1.35+2*1.50$
7 (C)	ELS	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
8 (C)	POIDS	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$1*1.00+2*0.20$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$(1+2+4)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$(1+2+5)*1.00$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$(1+2)*1.00+5*-1.00$
13 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$1*0.80+4*1.00$
14 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$1*0.80+4*-1.00$
15 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$1*0.80+5*1.00$
16 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	AC C	permanente	$1*0.80+5*-1.00$

Réactions: Extrêmes globaux**Repère global - Cas: 1 2 4A16**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	147,088	123,208	1273,693	34,92	30,07	3,08
Noeud	2887	4188	127	73	163	208
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	6 (C)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-136,802	-118,176	-386,649	-20,18	-29,94	-3,07
Noeud	2861	4151	46	28	208	163
Cas	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode						

Déplacements: Extrêmes globaux

- Cas: 1 2 4A16

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	6,0	4,8	0,7	0,004	0,003	0,001
Noeud	237	243	239	239	3230	2709
Cas	4	11 (C) (CQC)	5	5	4	4
Mode	SRSS		SRSS	SRSS	SRSS	SRSS
MIN	-6,1	-4,7	-1,0	-0,005	-0,003	-0,001
Noeud	237	243	239	239	3230	2709
Cas	10 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode						

Efforts: Extrêmes globaux**- Cas: 1 2 4A16**

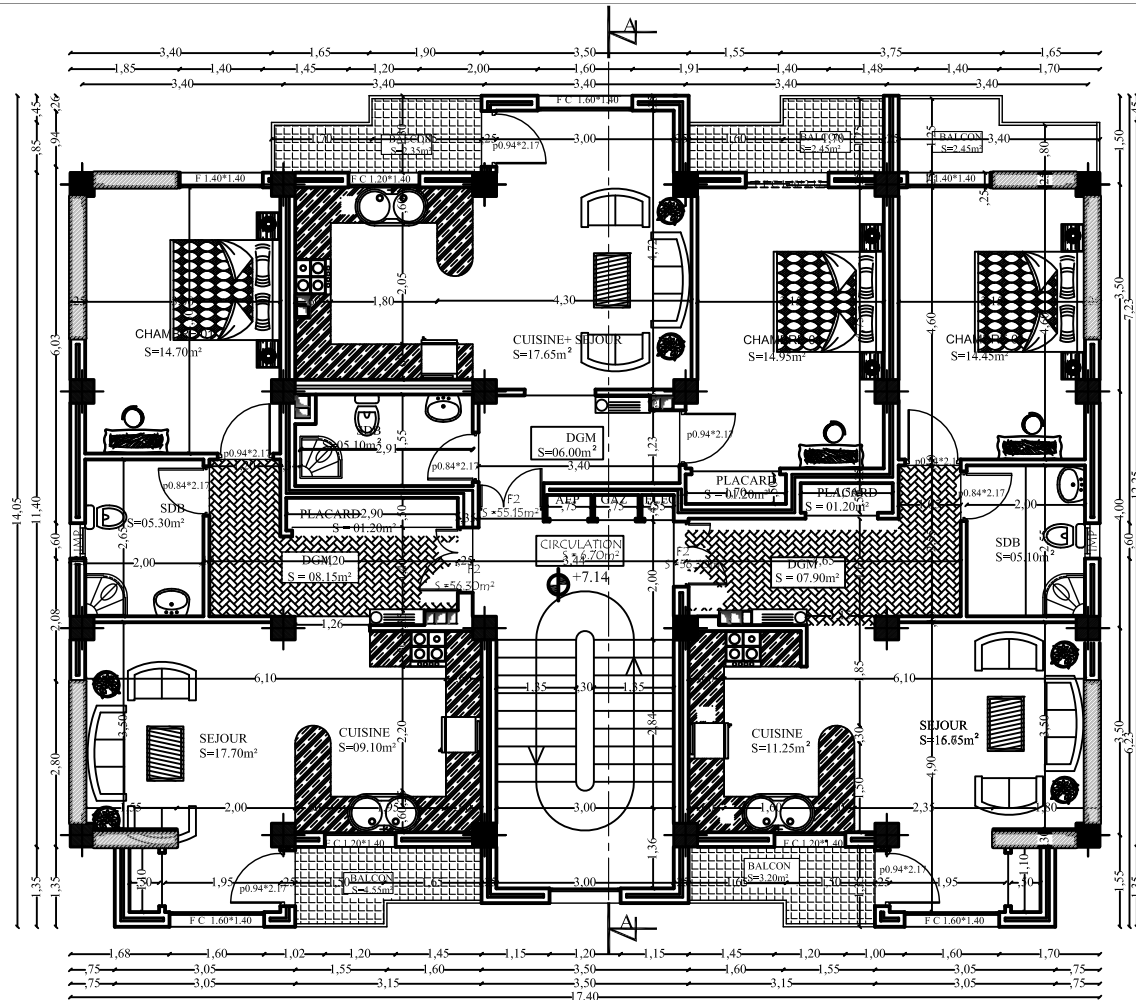
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1273,693	76,377	37,255	15,70	40,65	54,49
Barre	113	395	73	483	159	431
Noeud	127	79	82	221	179	179
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						
MIN	-255,126	-83,559	-44,803	-15,47	-38,27	-46,09
Barre	41	431	28	479	476	183
Noeud	46	179	31	216	161	206
Cas	16 (C) (CQC)	6 (C)	12 (C) (CQC)	6 (C)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						

Contraintes: Extrêmes globaux**- Cas: 1 2 4A16**

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	14,95	6,30	4,33	14,95	-0,00	-0,00	6,92
Barre	431	114	504	431	512	27	114
Noeud	179	128	234	179	239	30	128
Cas	6 (C)	6 (C)	11 (C) (CQC)	6 (C)	2	2	6 (C)
Mode							
MIN	-0,61	-14,95	0,00	0,00	-4,33	-14,95	-1,26
Barre	185	431	512	27	504	431	41
Noeud	209	179	239	30	234	179	46
Cas	16 (C) (CQC)	6 (C)	2	2	11 (C) (CQC)	6 (C)	16 (C) (CQC)
Mode							

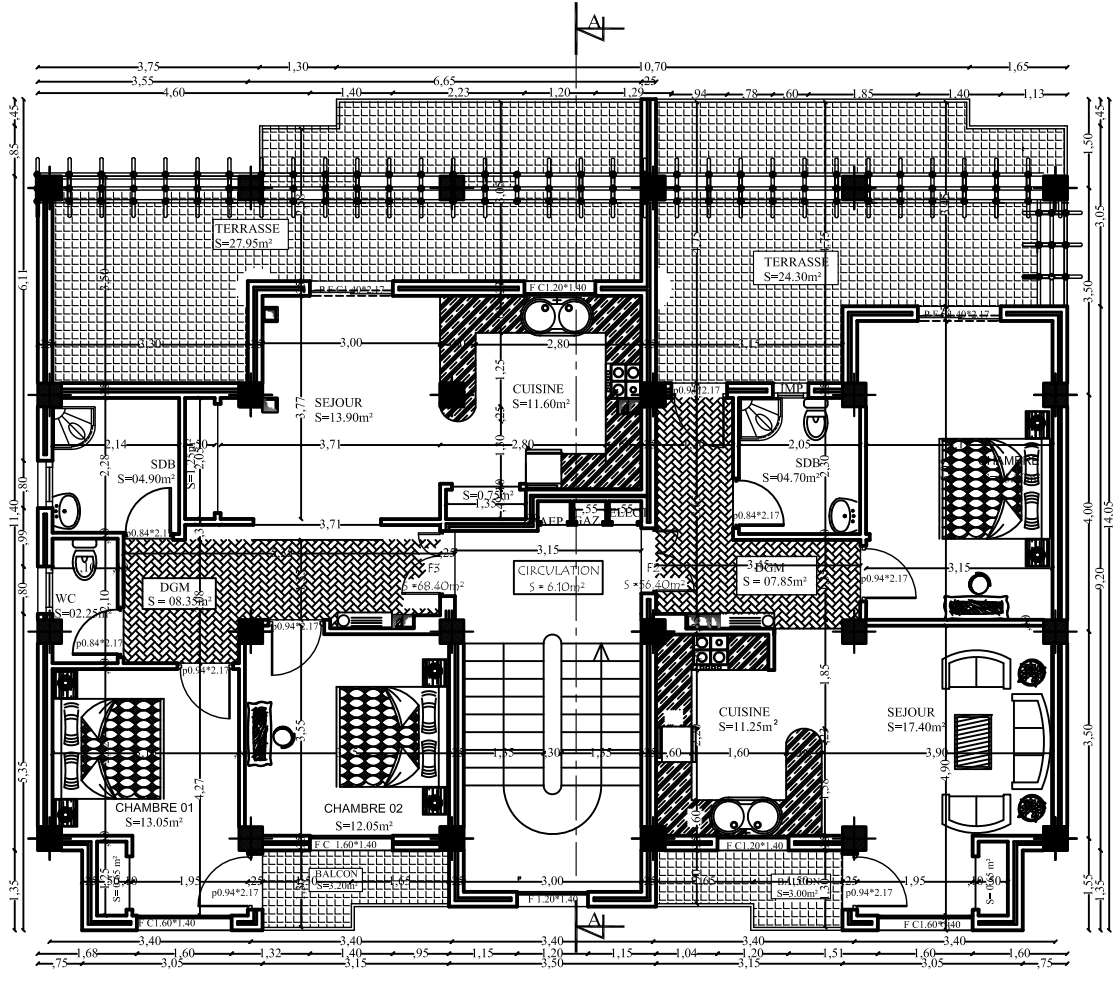
bibliographie

- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
BAEL 91 révisé 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR DAVIDOVICI-
- Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- Cours et TD du cursus
- Explication ; information ; correction plus conseil donner par notre promotrice Madame SI AHMED.



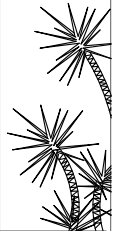
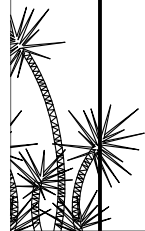
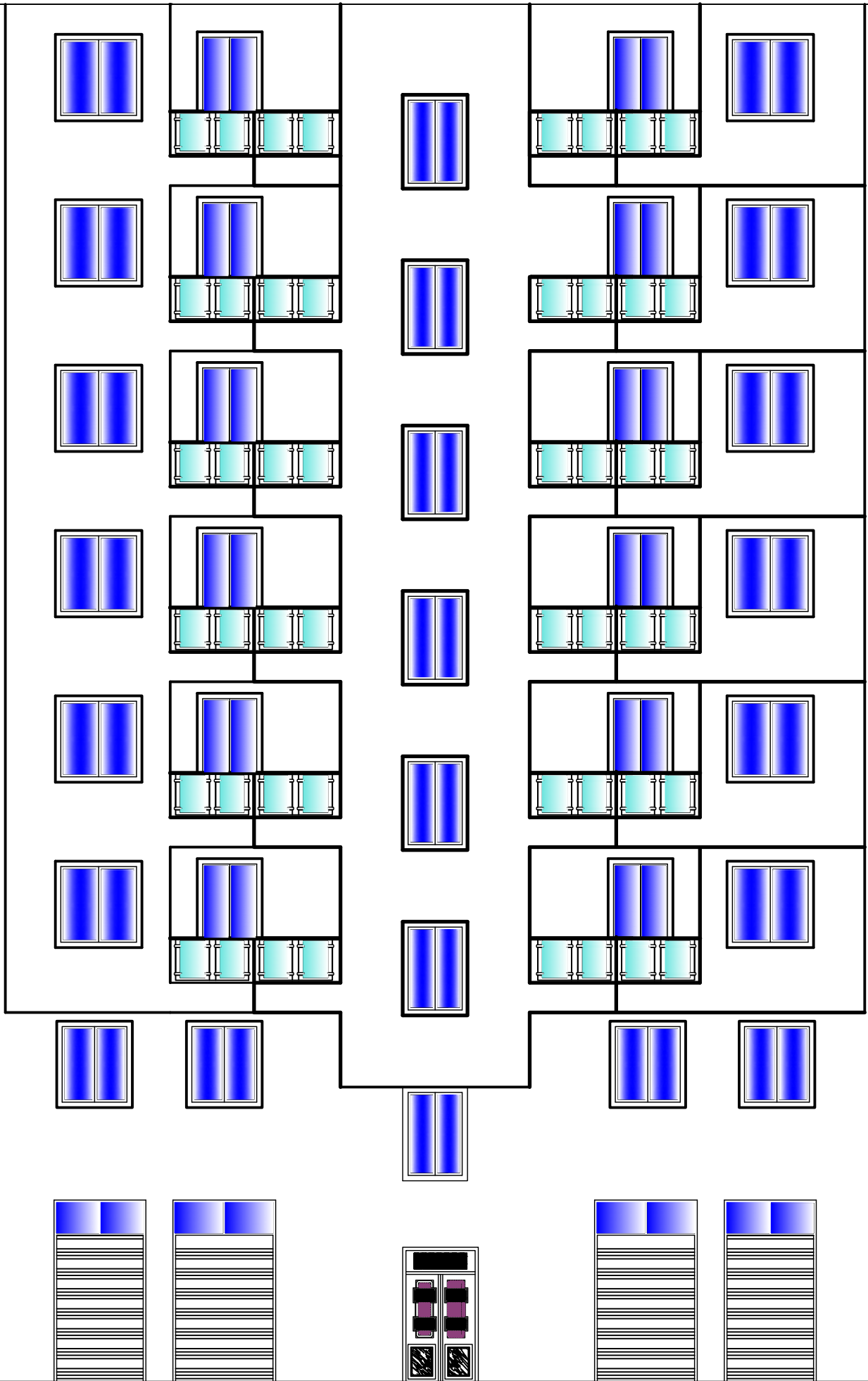
PLAN D' ETAGE COURANT

ECH:1/50

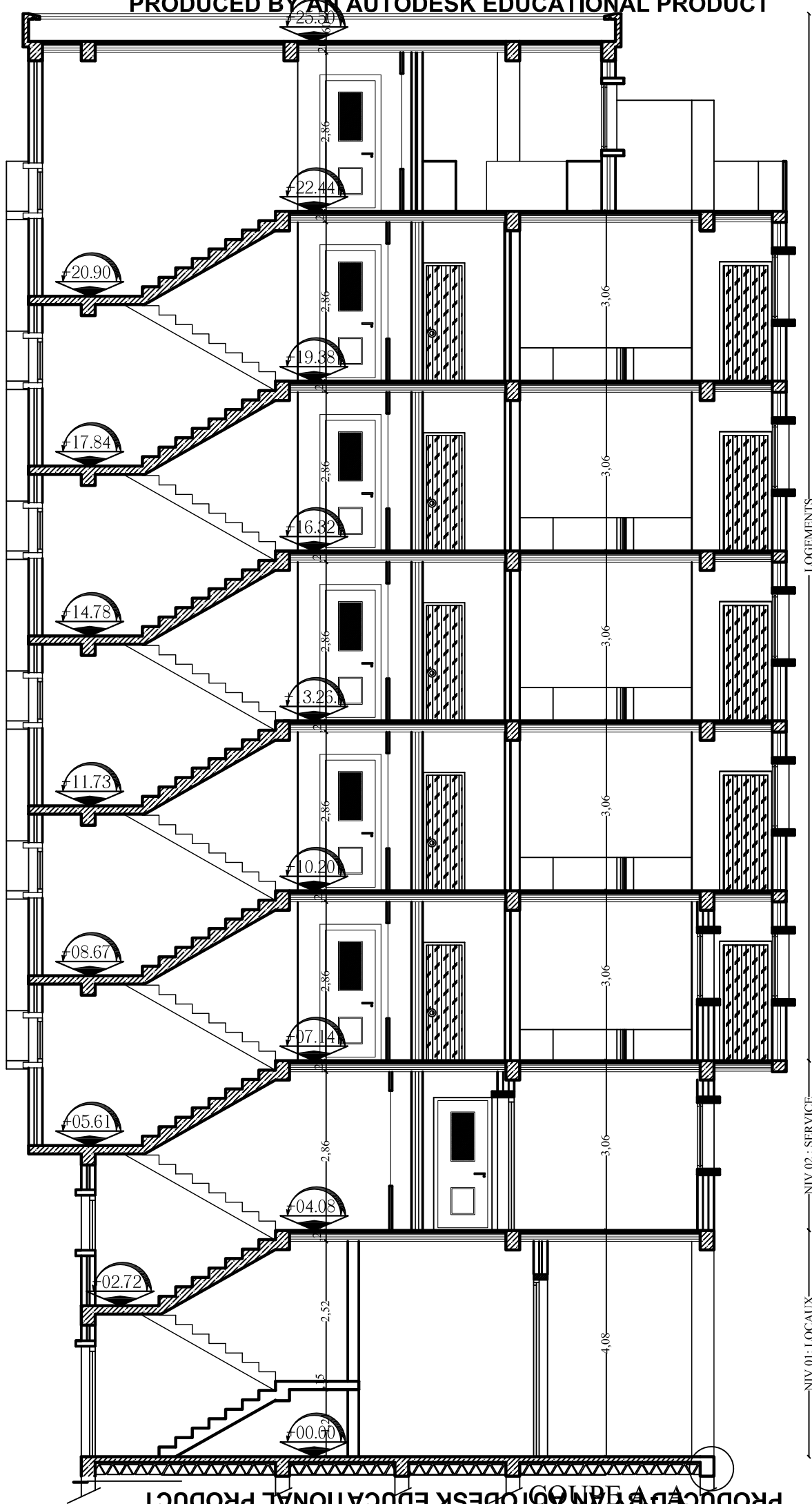


PLAN D' ETAGE EN ATTIQUE

ECH:1/50



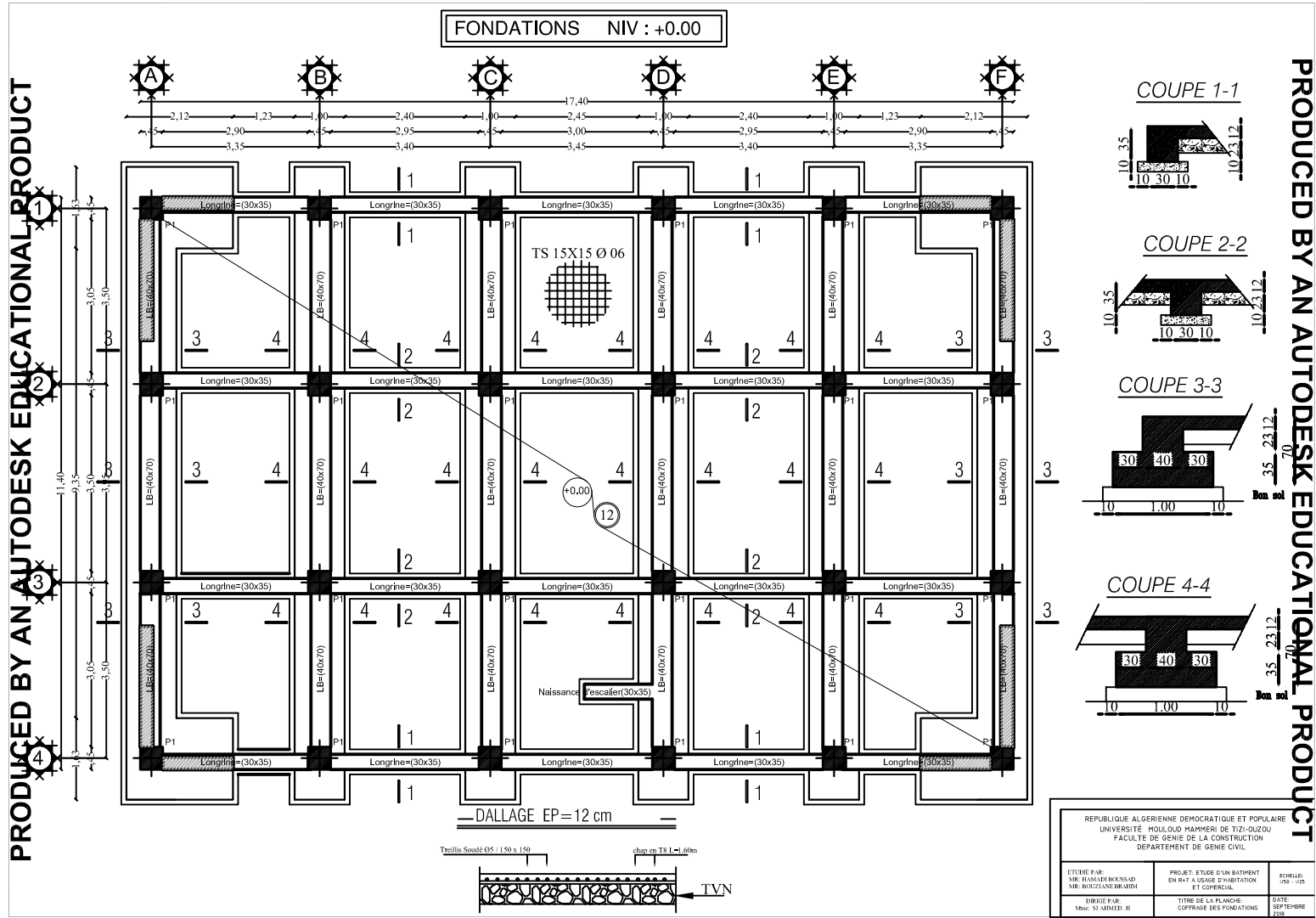
FACADE PRINCIPALE



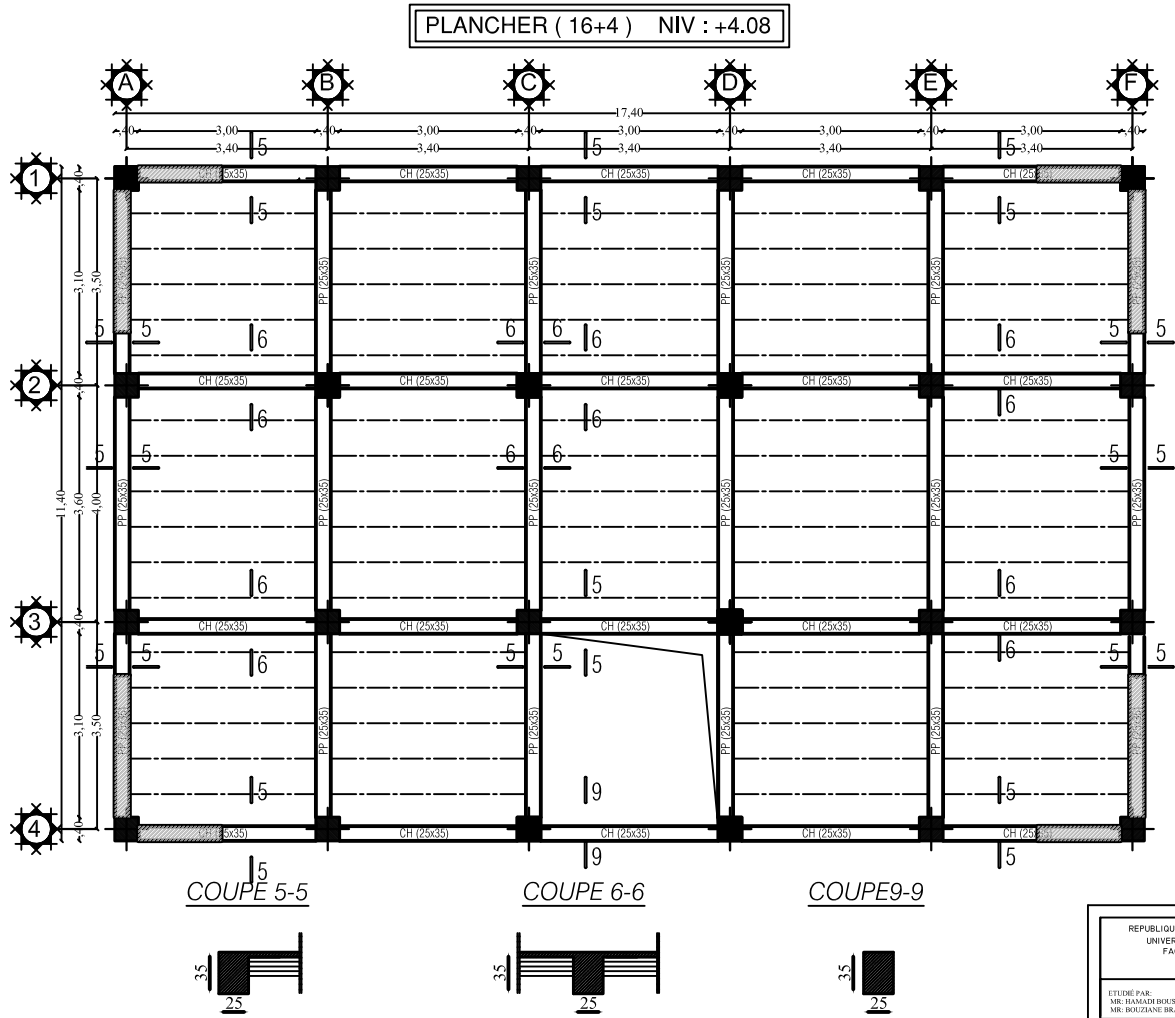
25,50

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMER DE TIZ-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: M. BAKAL BOUSSAD M. BOUZIANE BRABTI	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN P+1 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
INTRISE PAR: M. SI-MOUED, B	TITRE DE LA PLANCHE: COPRAGE DES FONDATIONS	DATE: SEPTEMBRE 2011

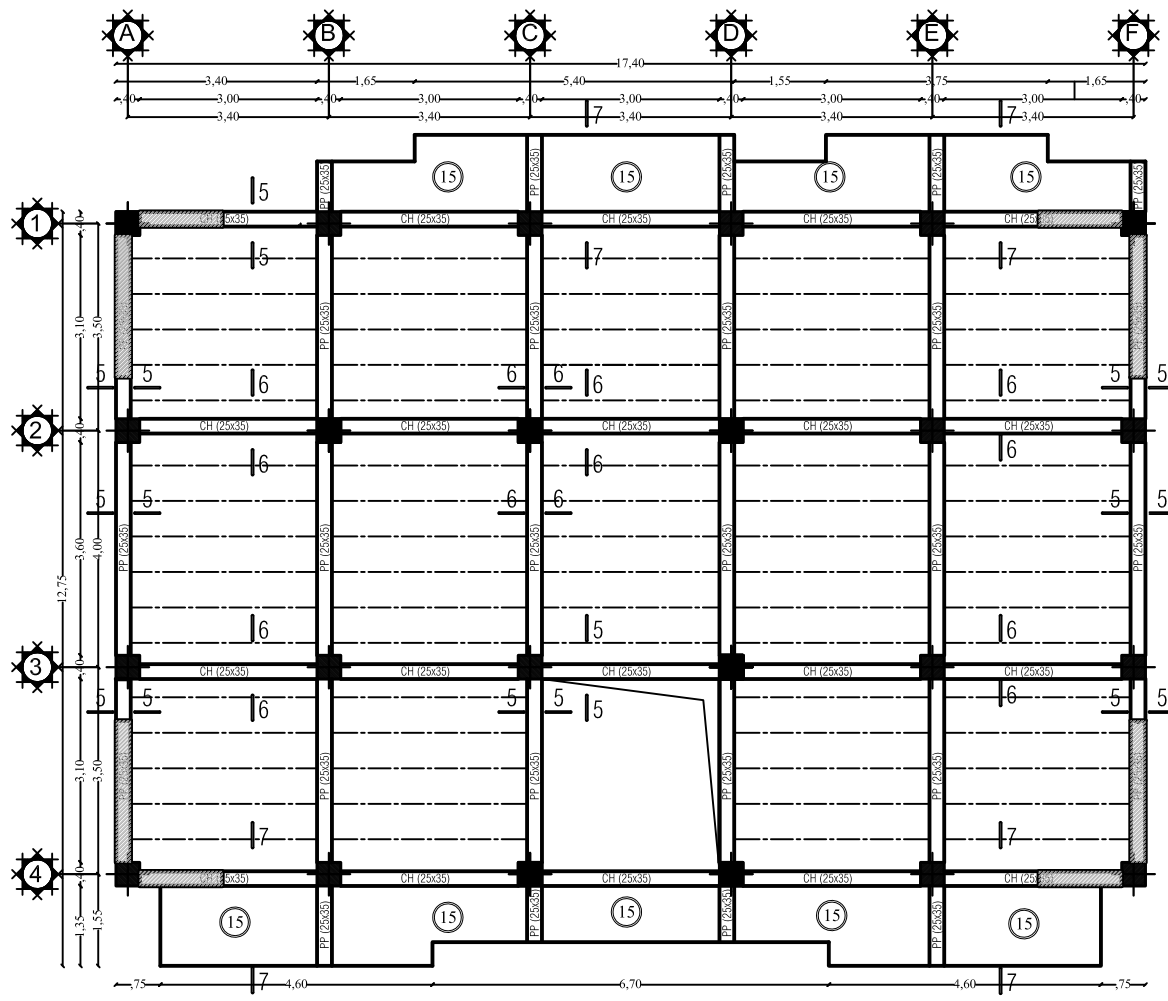


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: M. BAKALDI BURESSAD M. BOUTAZANE BRAHIM	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+1 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50 - 1/100
DIRIGE PAR: M. SAADMED, H.	TITRE DE LA PLANCHE: PLAN DE PLANCHER NIV +4.08	DATE: SEPTEMBRE 2011

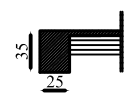
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

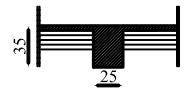
PLANCHERS (16+4) NIV : +7.14 , +22.44,



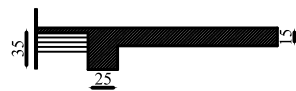
COUPE 5-5



COUPE 6-6

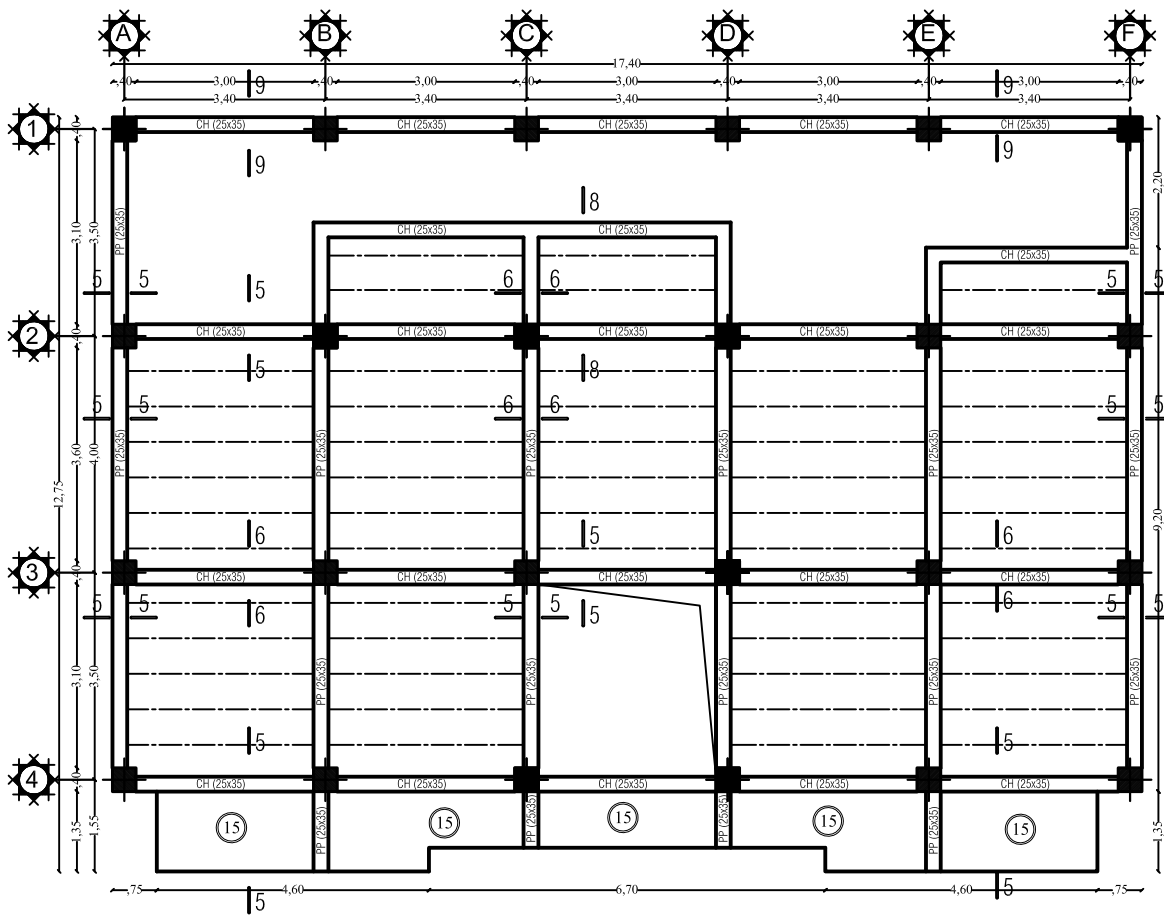


COUPE 7-7

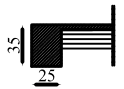


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR. HANANE BOUSSAD MR. BOUZIANE BRAHMI	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+4 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50 - 1/100
DIRIGE PAR: M. SA. AHMED, H.	TITRE DE LA PLANCHE: PLAN DE PLANCHERS NIV +7.14-22.44	DATE: SEPTEMBRE 2018

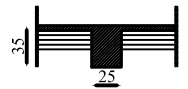
PLANCHERS (16+4) NIV : +25.50



COUPE 5-5



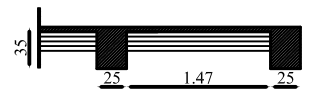
COUPE 6-6



COUPE 7-7



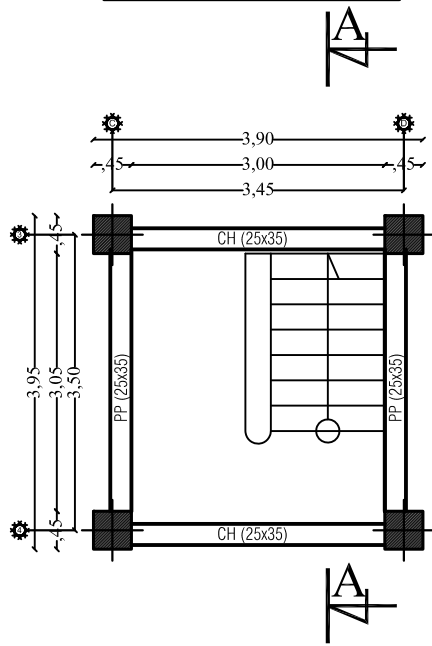
COUPE 8-8



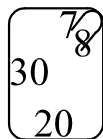
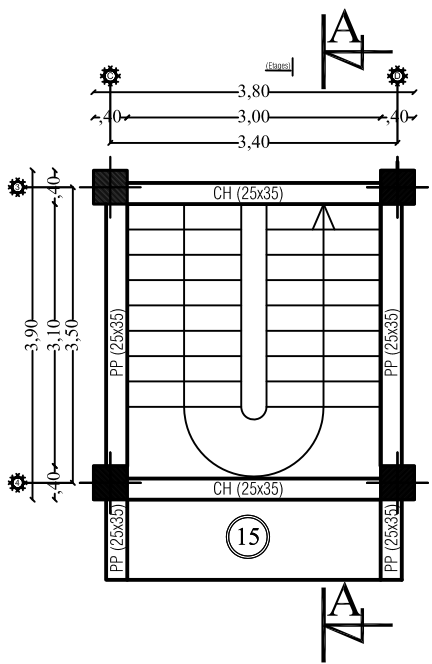
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR. HANANE BOUSSAD MR. BOUZIANE BRAHMI	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+4 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50 - 1/100
DRESSE PAR: MR. SAADMED, H.	TITRE DE LA PLANCHE: PLAN DE PLANCHER NIV+22.50	DATE: SEPTEMBRE 2011

COFFRAGE DES ESCALIERS

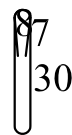
VUE EN PLAN R-D-C



VUE EN PLAN ETAGE COURANT

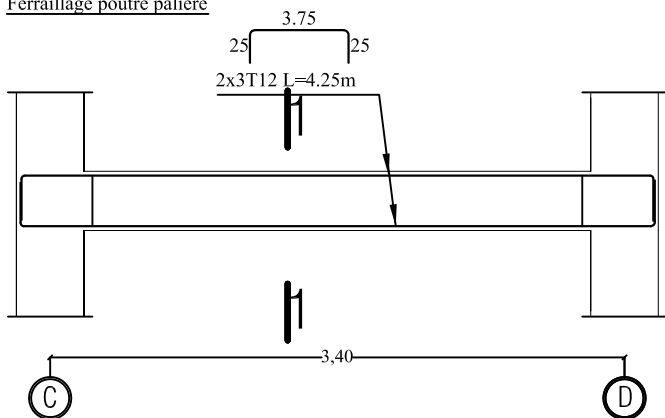


Cad.T8
L=1.15m

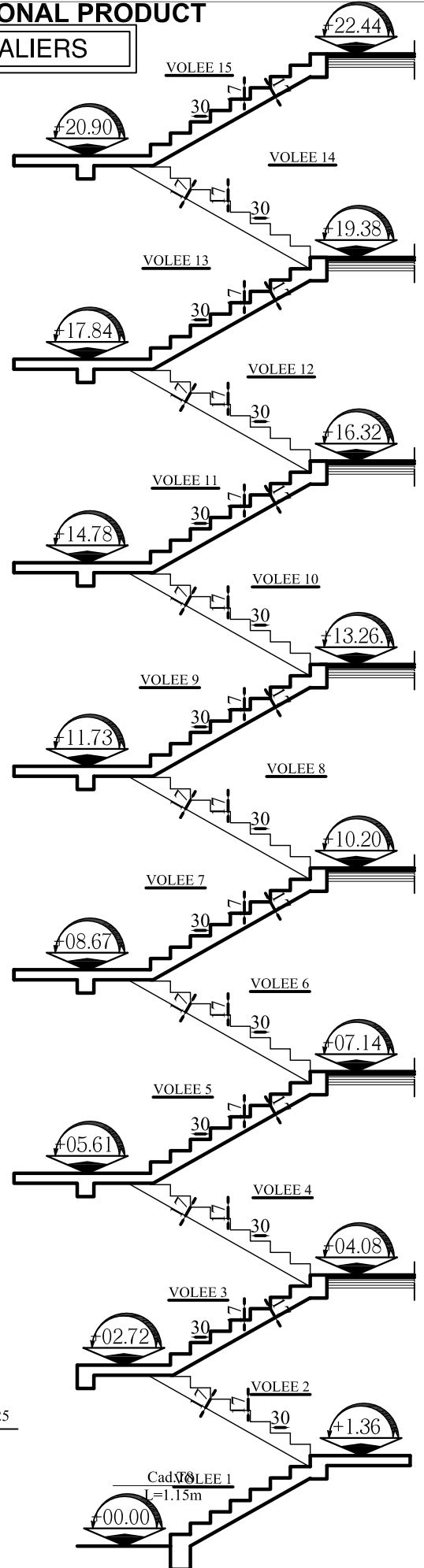
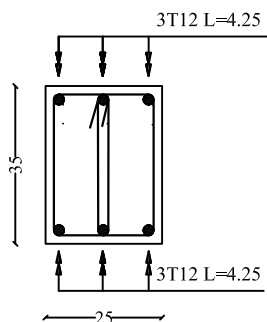


Ep.T8
L=0.75m

Ferrailage poutre palière



COUPE 1-1

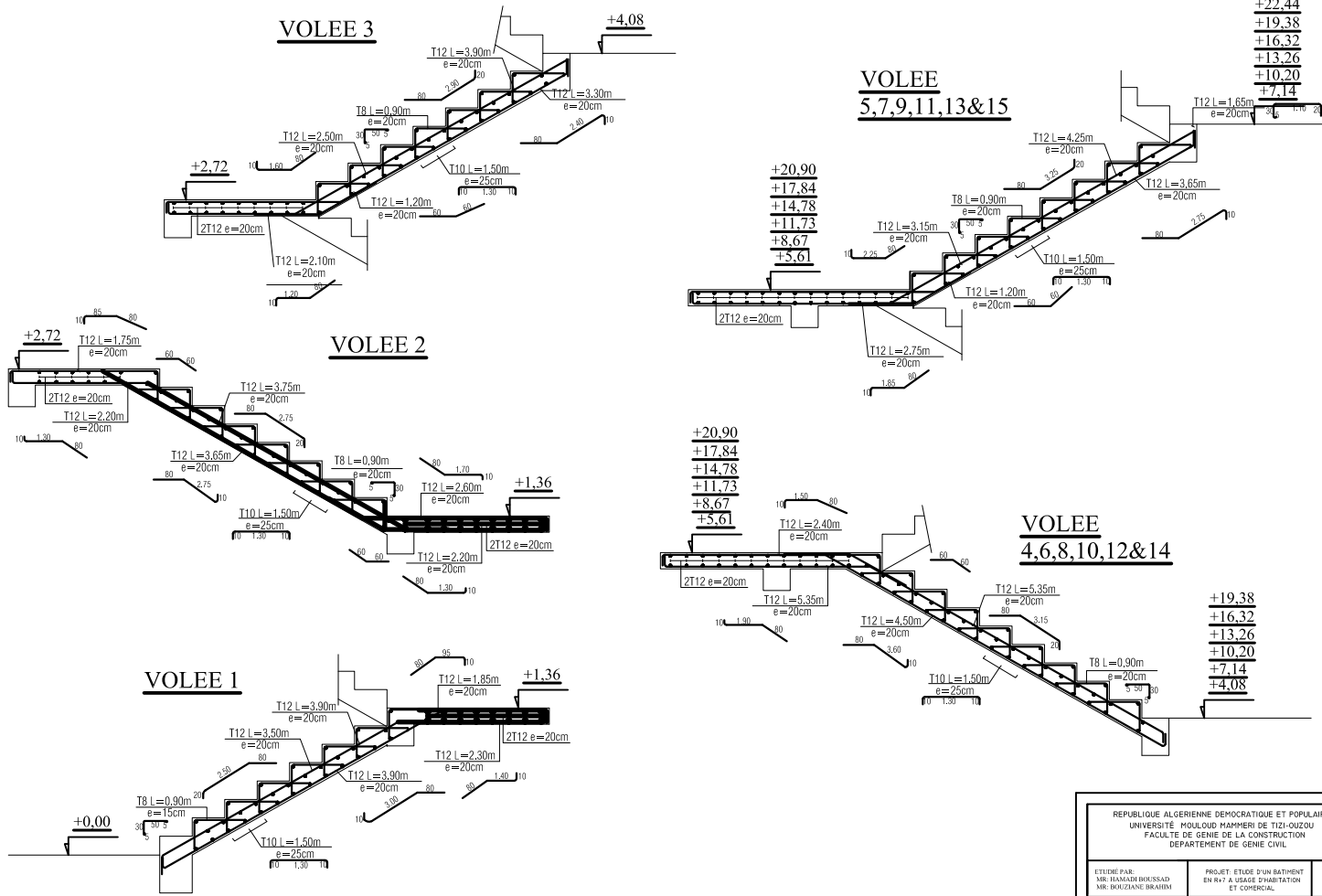


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: MR: HAMADI BOUSSAD MR: BOUZIANE BRAHIM	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR: BOUZIANE BRAHIM	TITRE DE LA PLANCHE: COFFRAGE DES ESCALIERS, FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	DATE: 05 SEPTEMBRE 2018

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

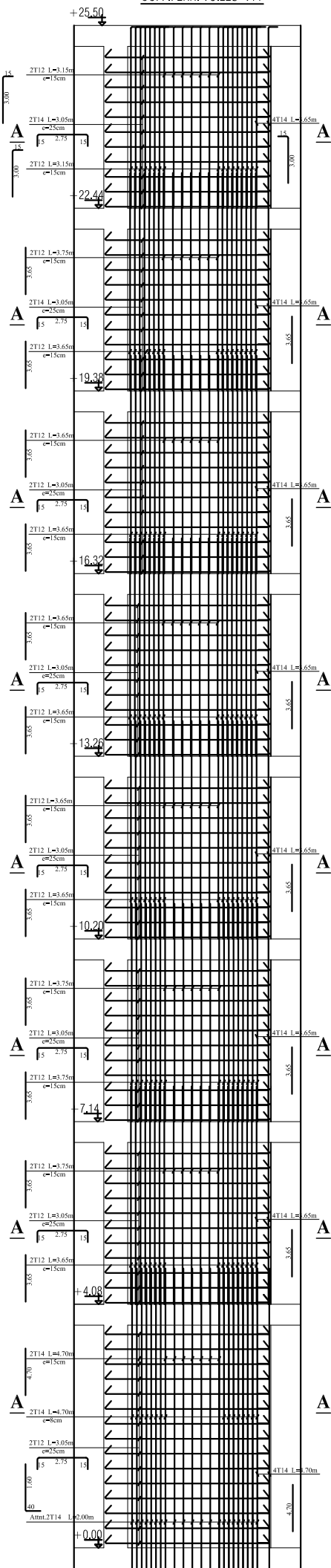
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

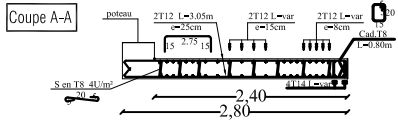


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TLE-OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR. HANANE BOUSSAD MR. BOUZIANE BRAHMI	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+1 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/20
DIRIGE PAR: MR. SAHMELO H.	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES ESCALIERS	DATE: SEPTEMBRE 2011

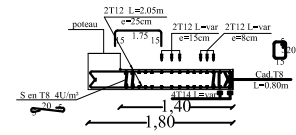
CONF. FERR. VOILES VT1



COUPE HORIZONTALE DU VOILE VT1



COUPE HORIZONTALE DU VOILE VL1



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

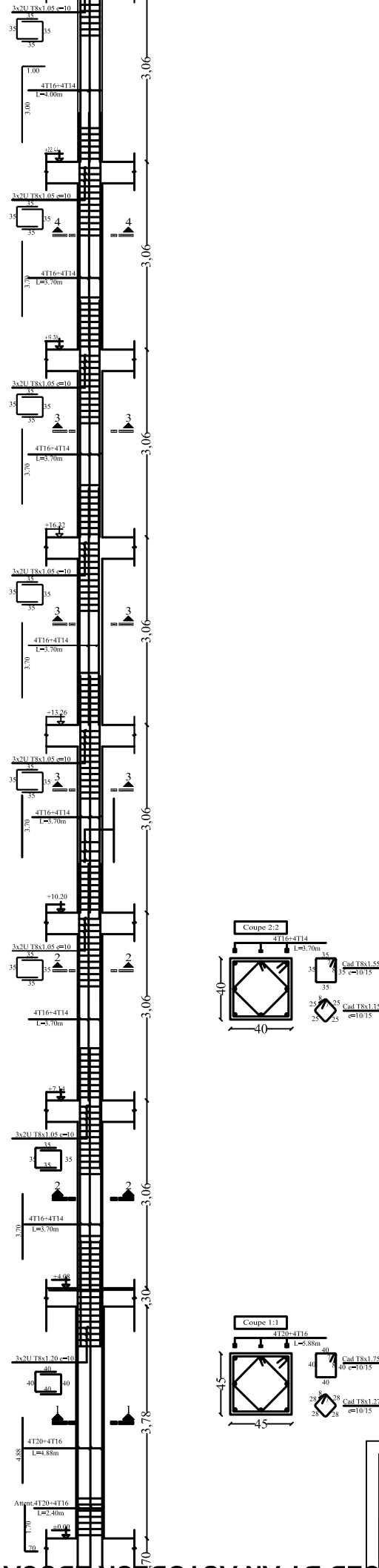
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: MR. HAMADI BOUSSAD MR. BOUZIANE BRAHIM	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/25
DATE: SEPTEMBRE 2018	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES VOILES	DATE: SEPTEMBRE 2018

FERRAILLAGE DES POTEAUX

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

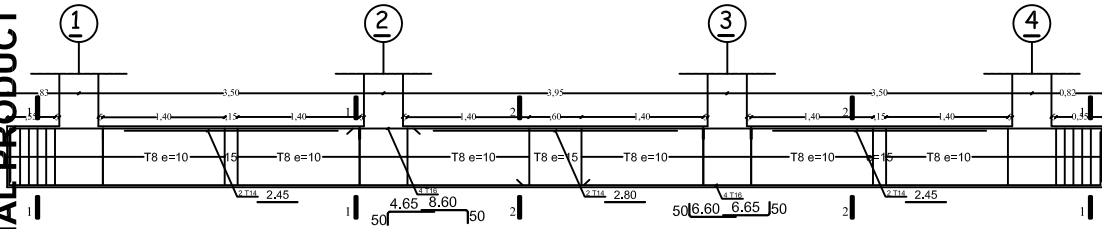
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



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

ETUDIE PAR: MR. HAMADI BOUSSAD MR. BOUZZIANE BRAHIM	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/25
TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES POTEAUX		DATE: SEPTEMBRE 2018

FERR DES NERVURES AXE "A.B.C.D.E & F" Niv: "-3.06"



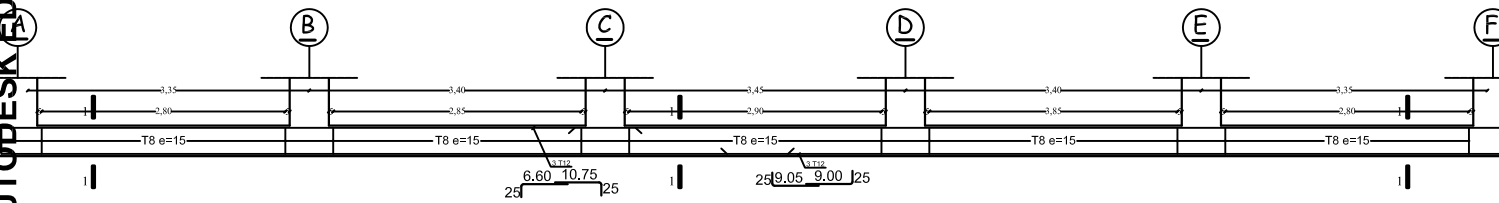
COUPE 1-1



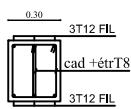
COUPE 2-2



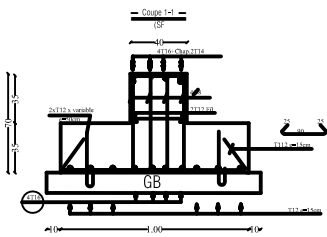
FERR DES LONGRINE FIL "1.2.3 & 4"



COUPE 1-1



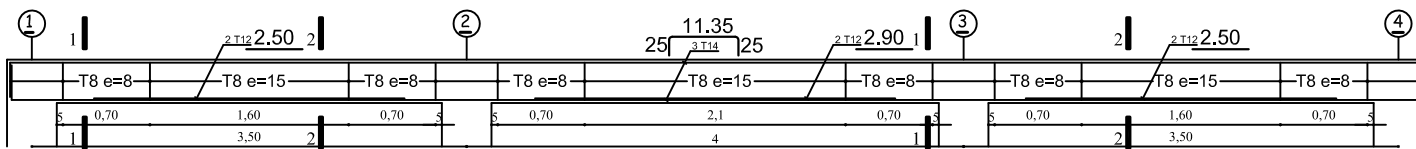
FERR DES SEMELLES FILLANTES



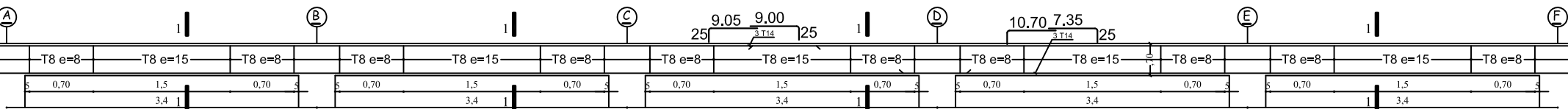
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE 1/25-1/125
DIRIGÉ PAR: Mme: SI AHMED . H	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES NERVURES, LONGRINE & SEMELLES	DATE: SEPTEMBRE 2018

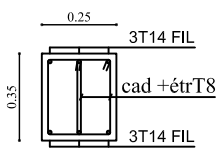
FERR POUTRES PRINCIPALES.



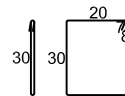
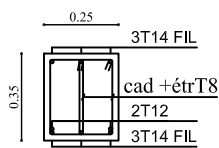
FERR POUTRES SECONDAIRES.



COUPE 1-1

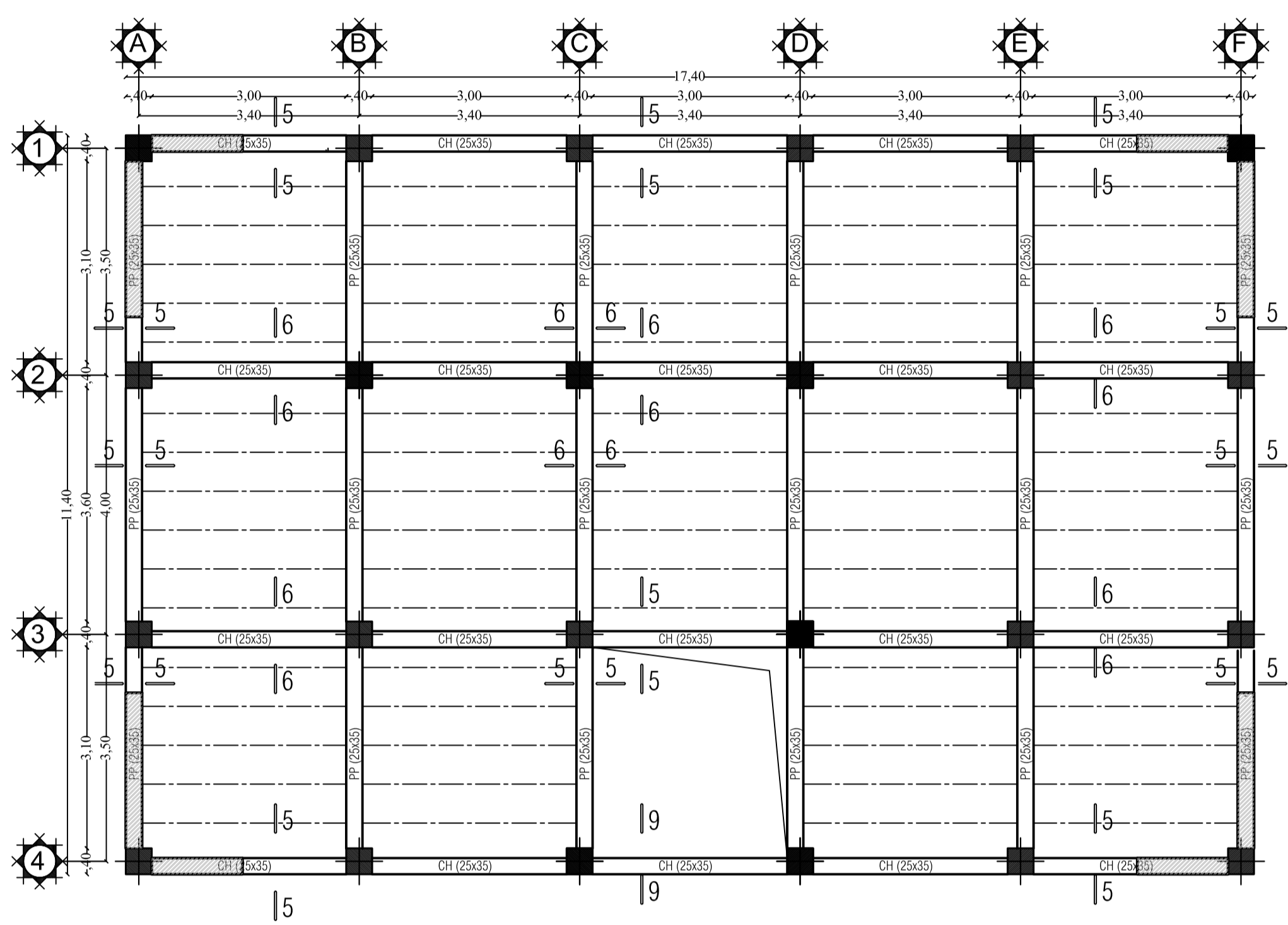


COUPE 2-2

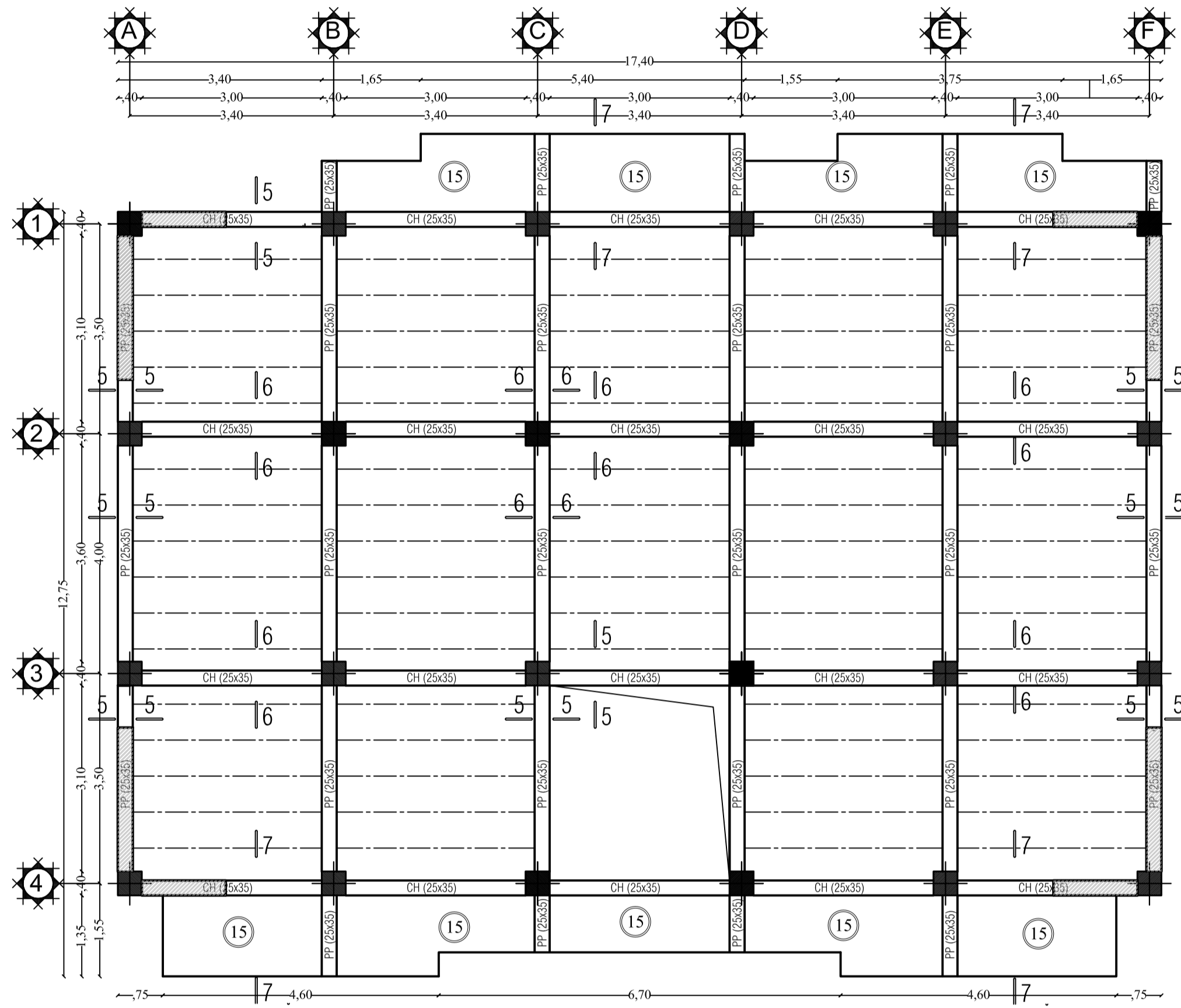


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/25-1/125
DIRIGÉ PAR: Mme: SI AHMED . H	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILLAGE DES POUTRES	DATE: SEPTEMBRE 2018

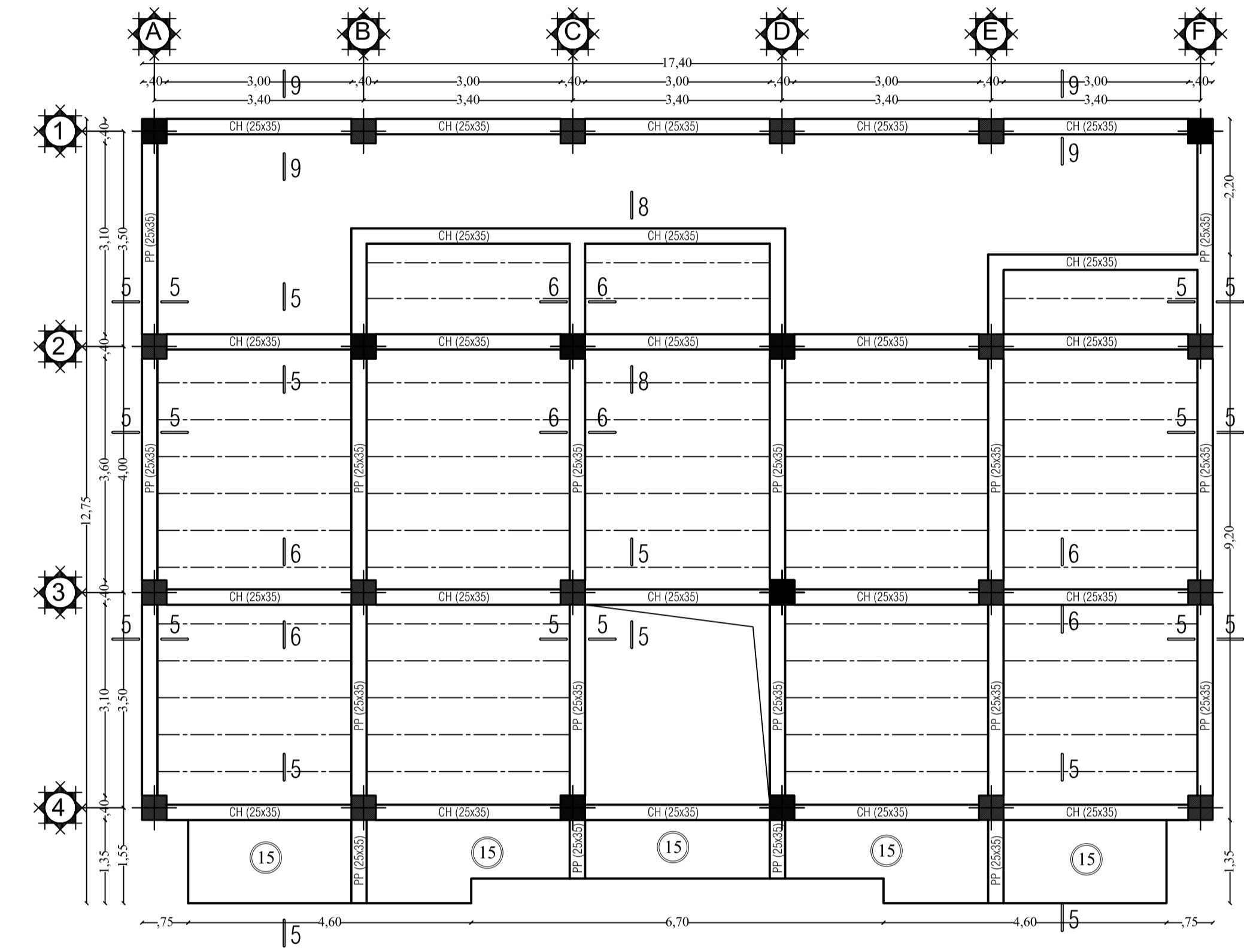
PLANCHER (16+4) NIV : +4.08



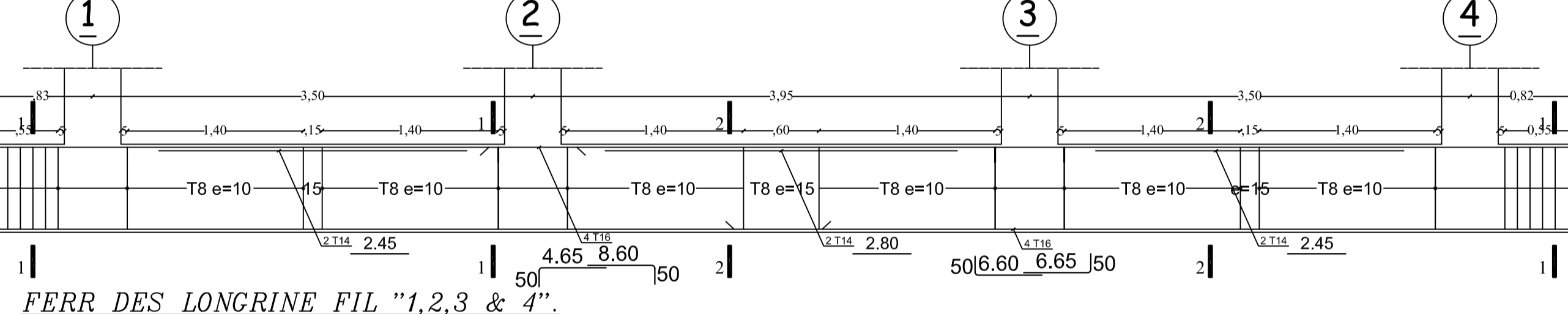
PLANCHERS (16+4) NIV : +7.14 , +22.44,



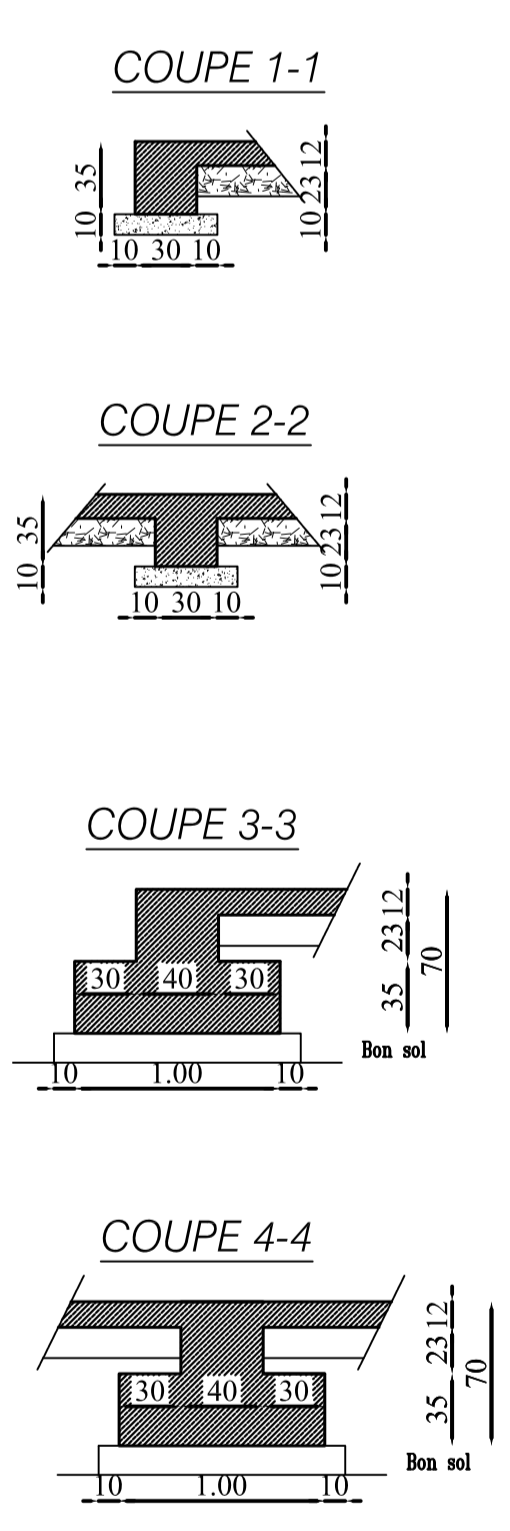
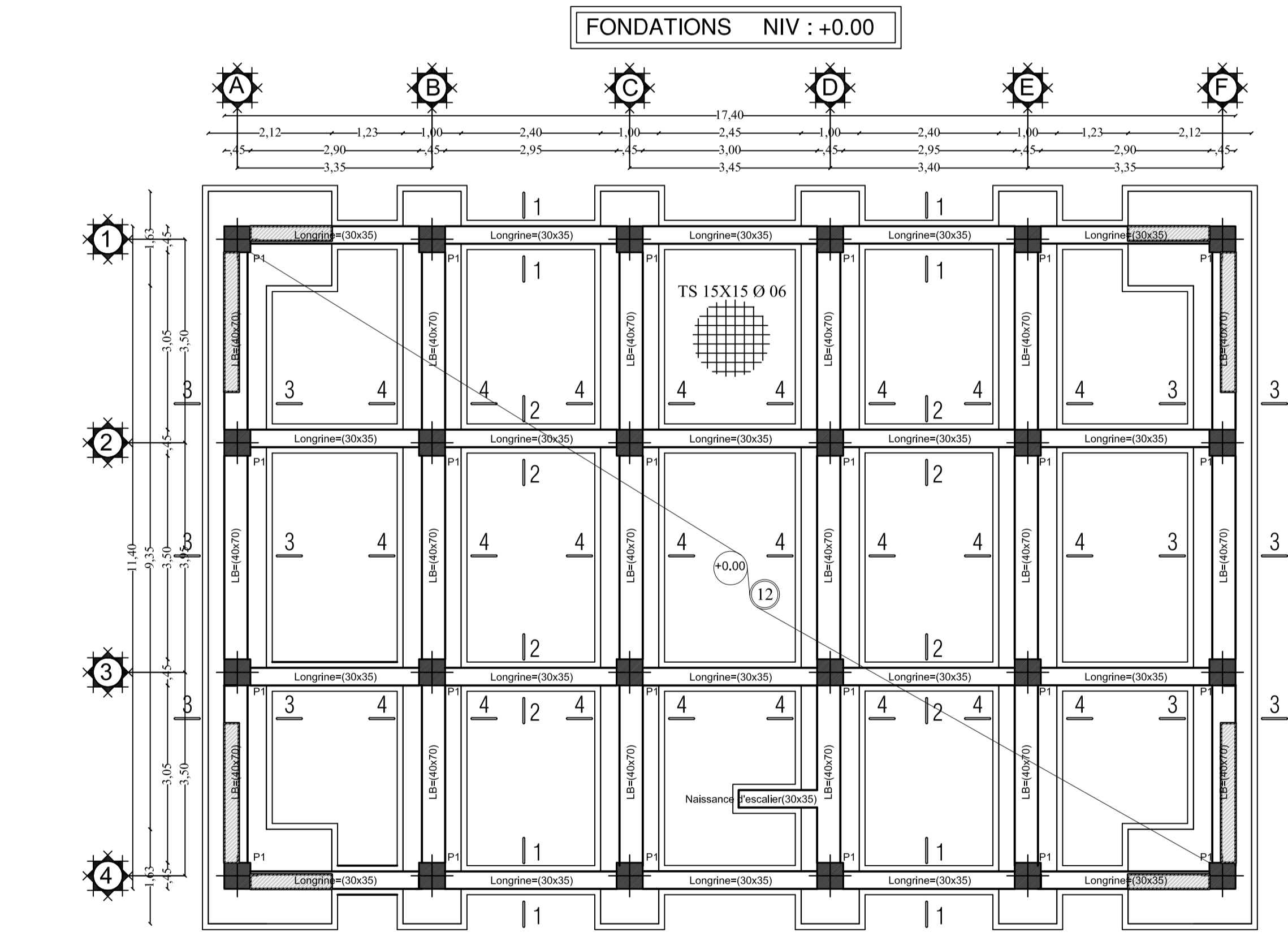
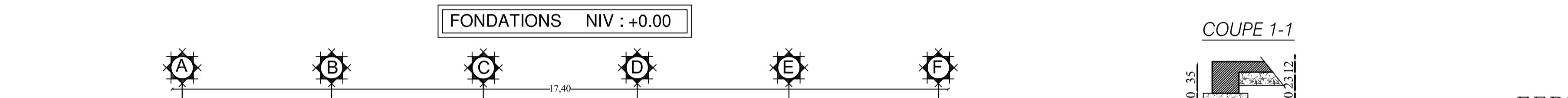
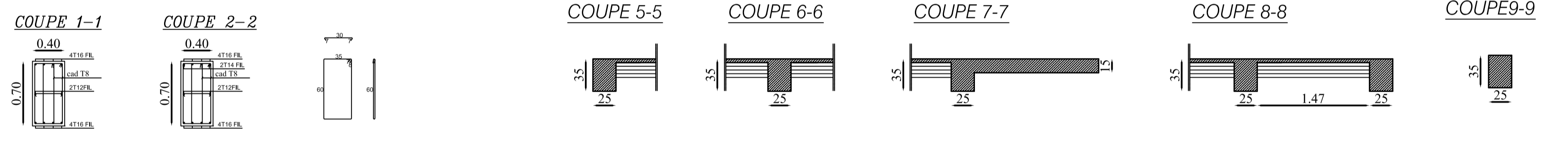
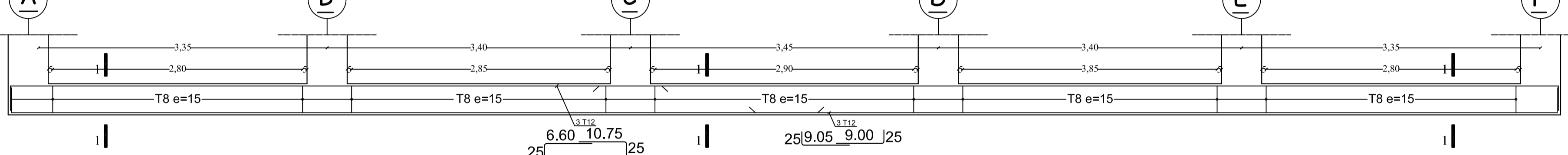
PLANCHERS (16+4) NIV : +25.50



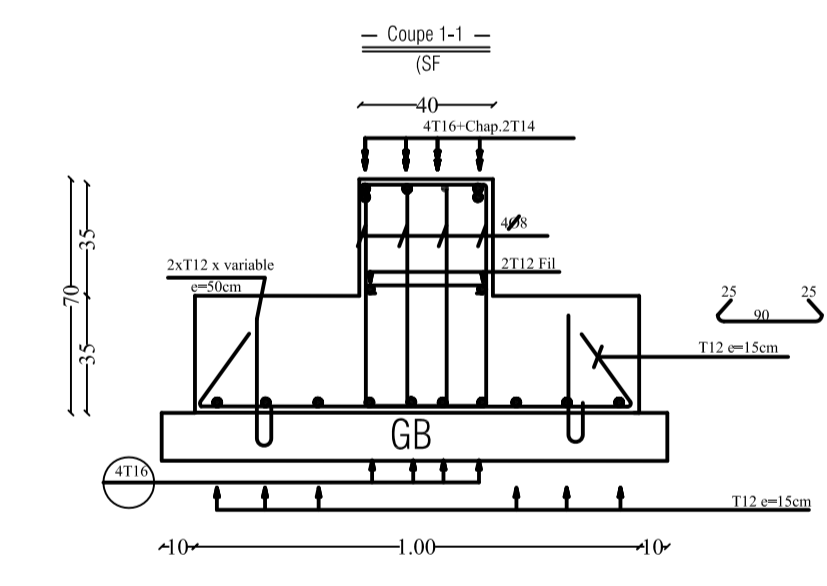
FERR DES NERVURES AXE "A,B,C,D,E & F" Niv: "-3.06"



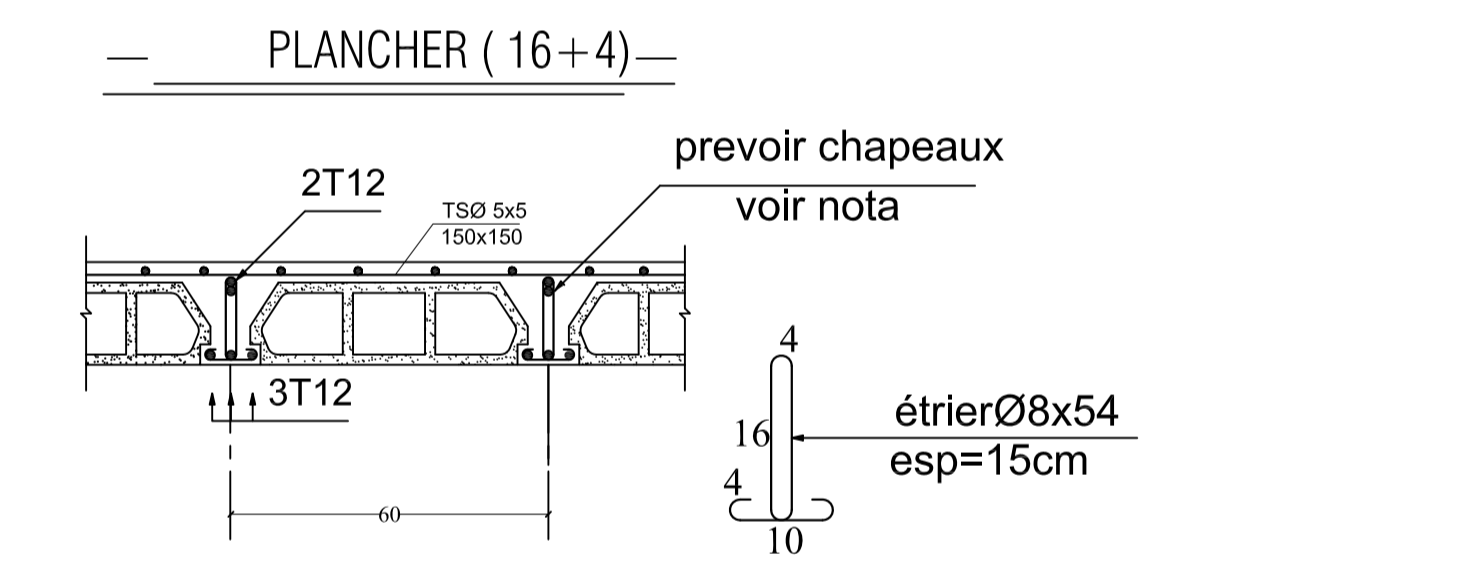
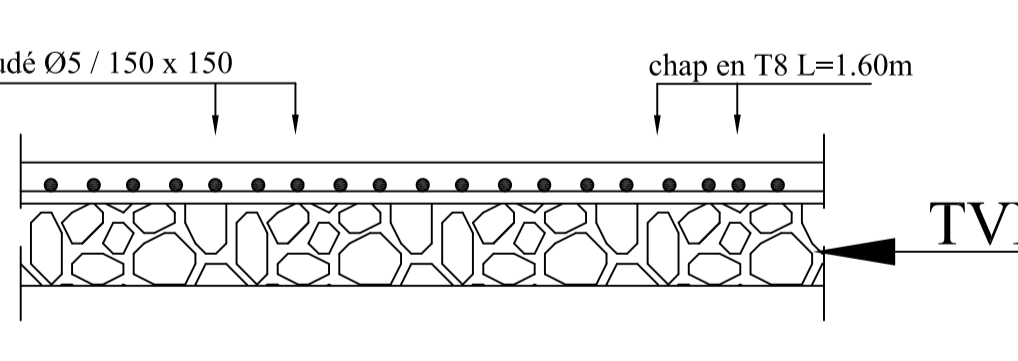
FERR DES LONGRINE FIL "1,2,3 & 4"



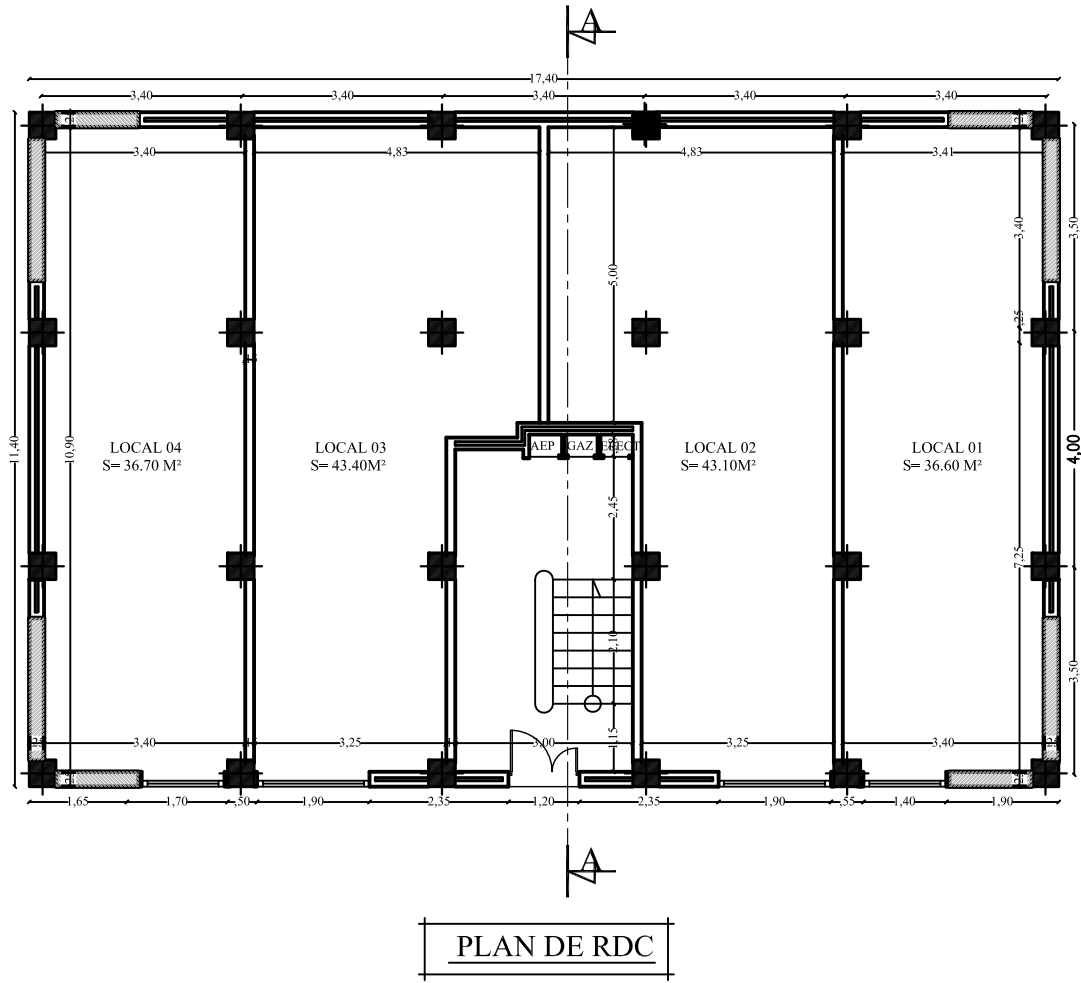
FERR DES SEMELLES FILLANTES



DALLAGE EP=12 cm

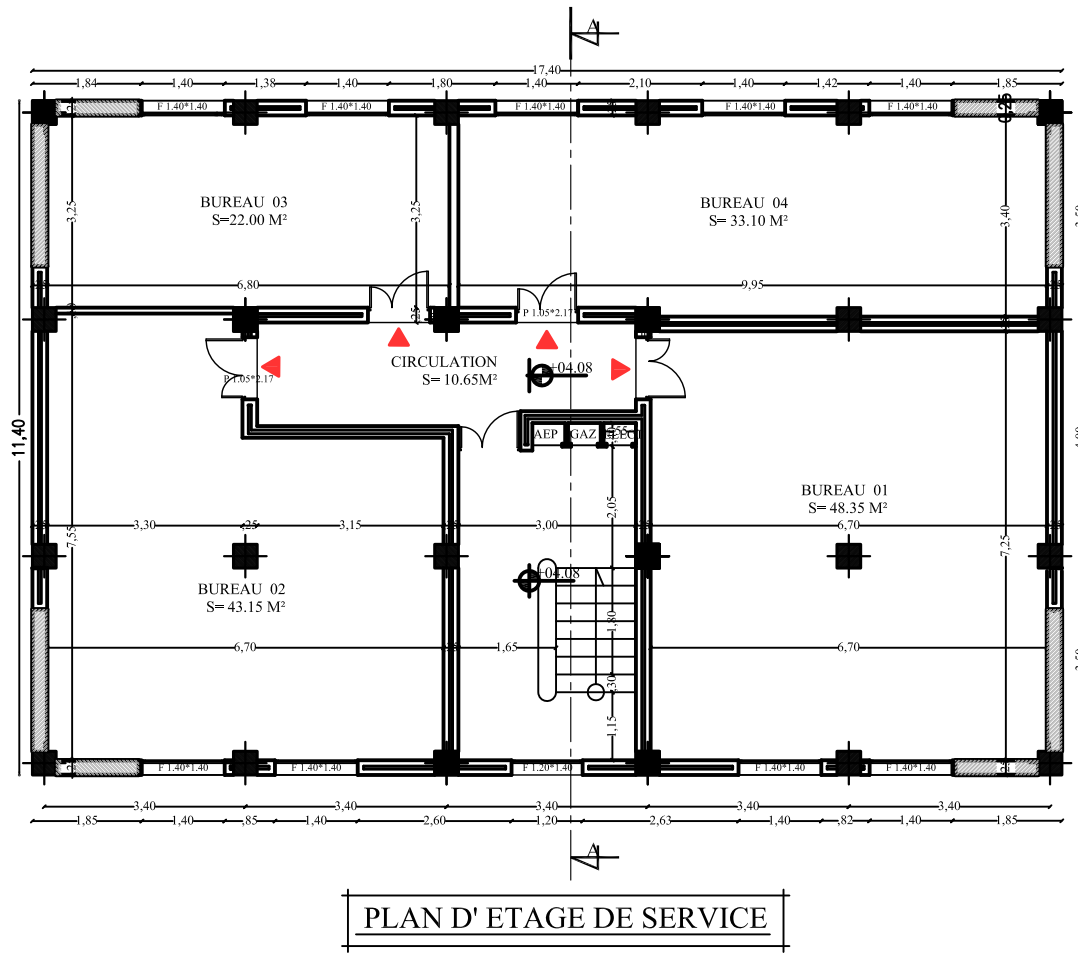


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: MR. HAMADI BOUSSAD MR. BOUZIANE BRAHMI	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50 - 1/25
DIRIGE PAR: M. SI AÏMED. II	TITRE DE LA PLANCHE: -PLAN DE FONDATION -COFFRAGE DES PLANCHERS -FERRAILLAGE DES NERVURES -FERRAILLAGE DES LONGRINE -FERRAILLAGE DES SEMELLES FILLANTES	DATE: SEPTEMBRE 2018



PLAN DE RDC

ECH:1/50



PLAN D' ETAGE DE SERVICE

ECH:1/50

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage