

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU 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 DIPLOME
DE MASTER PROFESSIONNEL
OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILS ET
INDUSTRIELLES.*

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8+Sous Sol)
A ossature mixte avec l'application de l'ETABS**



Etudié par :

M^{elle} : NADJI Naima
M^{elle} : SIZINE Nacima

Dirigé par:

M^{me} : MOBAREK

Promotion 2013-2014

REMERCIEMENTS

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrices M^{me}: Mobarek pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire surtout le B-E-T CARU.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents pour qui je dois tout et auxquels Je ne rendrais
jamais assez*

A mes grand-mère TASSADIT et FATIMA

A mes frères ALI -SAMIR -SLIMANE

*A mes sœurs FATIMA et son mari DJAMEL -DJAMILA et son mari
MDULOUID et leurs enfants AMINE ; ARIS et al petite ASMA.*

RAZIKA et son mari MARZOUK -et la petite KAHINA

A tout mes oncles et mes tantes paternels et maternels

A ma binôme NACIMA et sa famille

A tout mes amis(e)

A tout la promotion master 2 construction civil et industrie (2013/2014)

NAIMA



Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents BOUSSAD et TASSADET pour qui je dois tout et
auxquels Je ne rendrais jamais assez*

A mon frère MOULOUD

*Ames sœurs MALIKA, FATIHA, DALILA, HAYAT et ma chère nièce
MARRIA*

*Atout mes oncles et mes tantes paternels et maternels en particulière
djadou MOUHT et khlou ALI et SAID*

A ma binôme NAIMA et sa famille

A mon fiancé KAMAL et sa famille

*A tout mes amis(e) NACIMA, REZKI, FATIMA, RADIA, KARIMA,
LYNDA, CHAHRA, SAMIRA*

Atout la promotion master 2 construction civil et industrie (2013/2014)

NACIMA

SOMMAIRE

Introduction Générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1-9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....10-19

- plancher.
- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

Chapitre III : Calcul des éléments.....20-106

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Dalle pleine.
- Les balcons.
- L'escalier.
- La salle machine.

Chapitre IV: Etude de contreventement.....107-132

Chapitre V: Présentation de l'ETABS.....133-153

Chapitre VI: Vérification des résultats.....154-169

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux.....170-237

- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

Chapitre VIII: Etude du mur plaque.238-245

Chapitre IX: Etude de l'infrastructure.....246-270

Conclusion Générale.

Bibliographie.

Introduction

L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ousou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

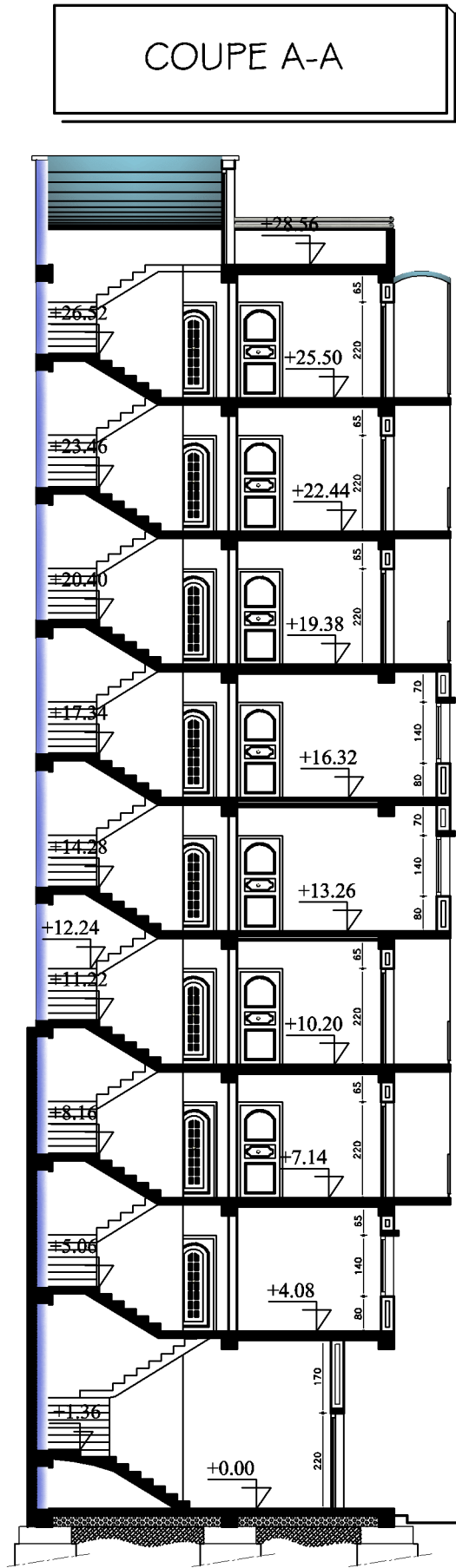
L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*

- ✚ La destination de l'ouvrage.*

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
COUPE A-A	
Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA Melle: SIZINE NACIMA

FACADE PRINCIPALE

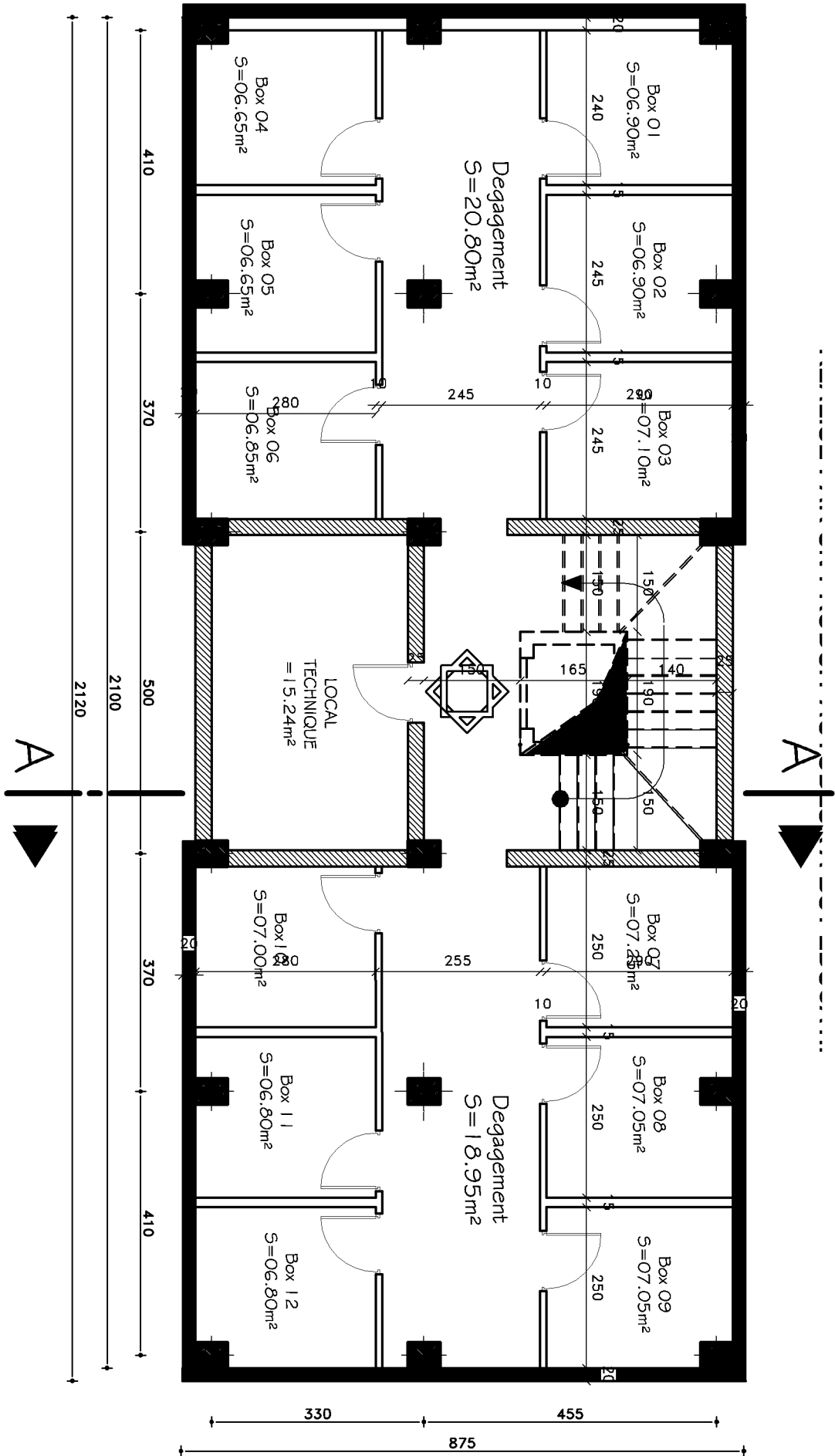
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

FACADE PRINCIPALE

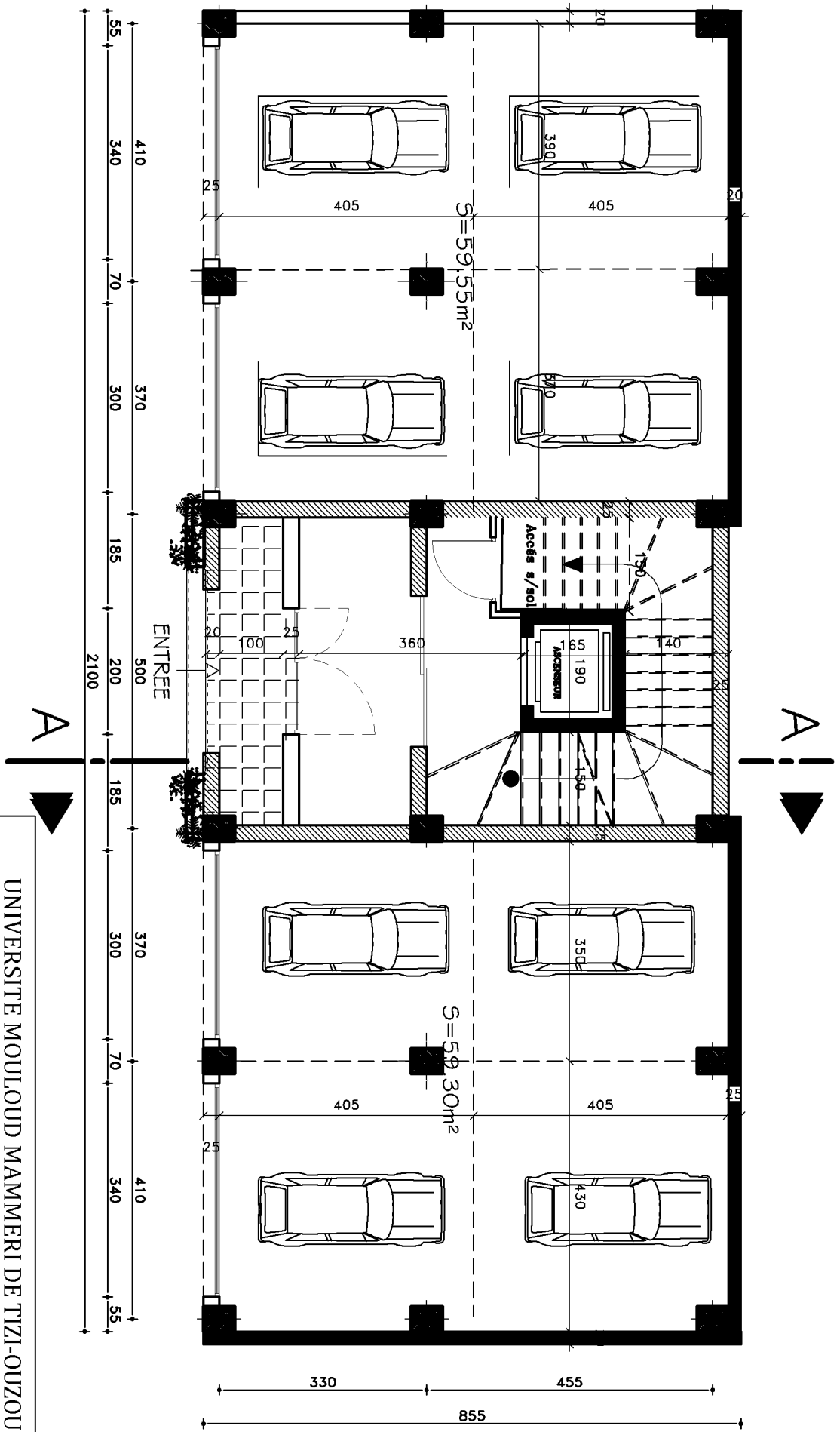
Présenté par: Melle: NADJI NAIMA
Melle: SIZINE NACIMA



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DU SOUS SOL NIV:-2.89

Présenté par:
 Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA

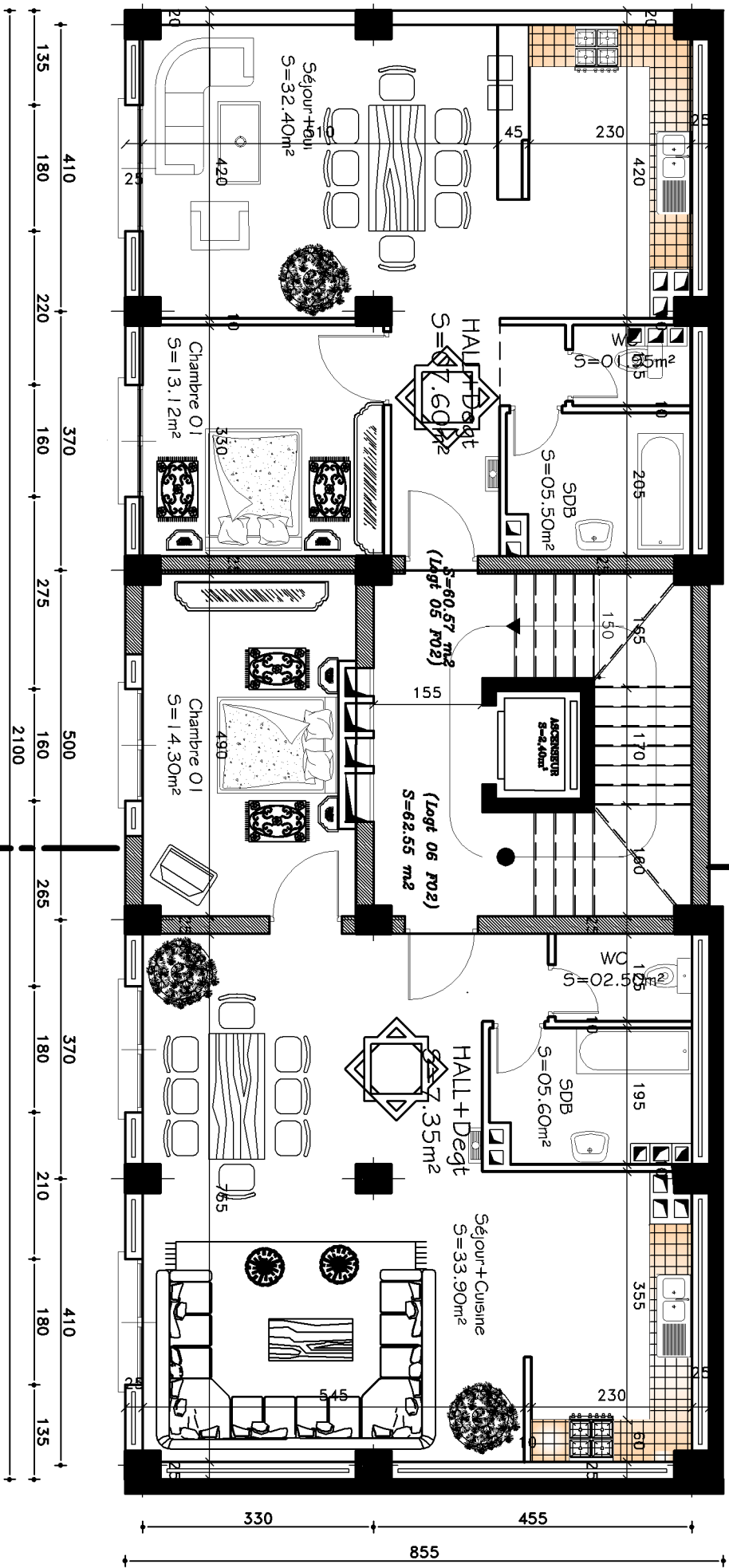


PLAN DU R-D-C NIV: +0.00

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Présenté par:
 Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA

Encadré par:
 M. MOBARAK



A

A

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

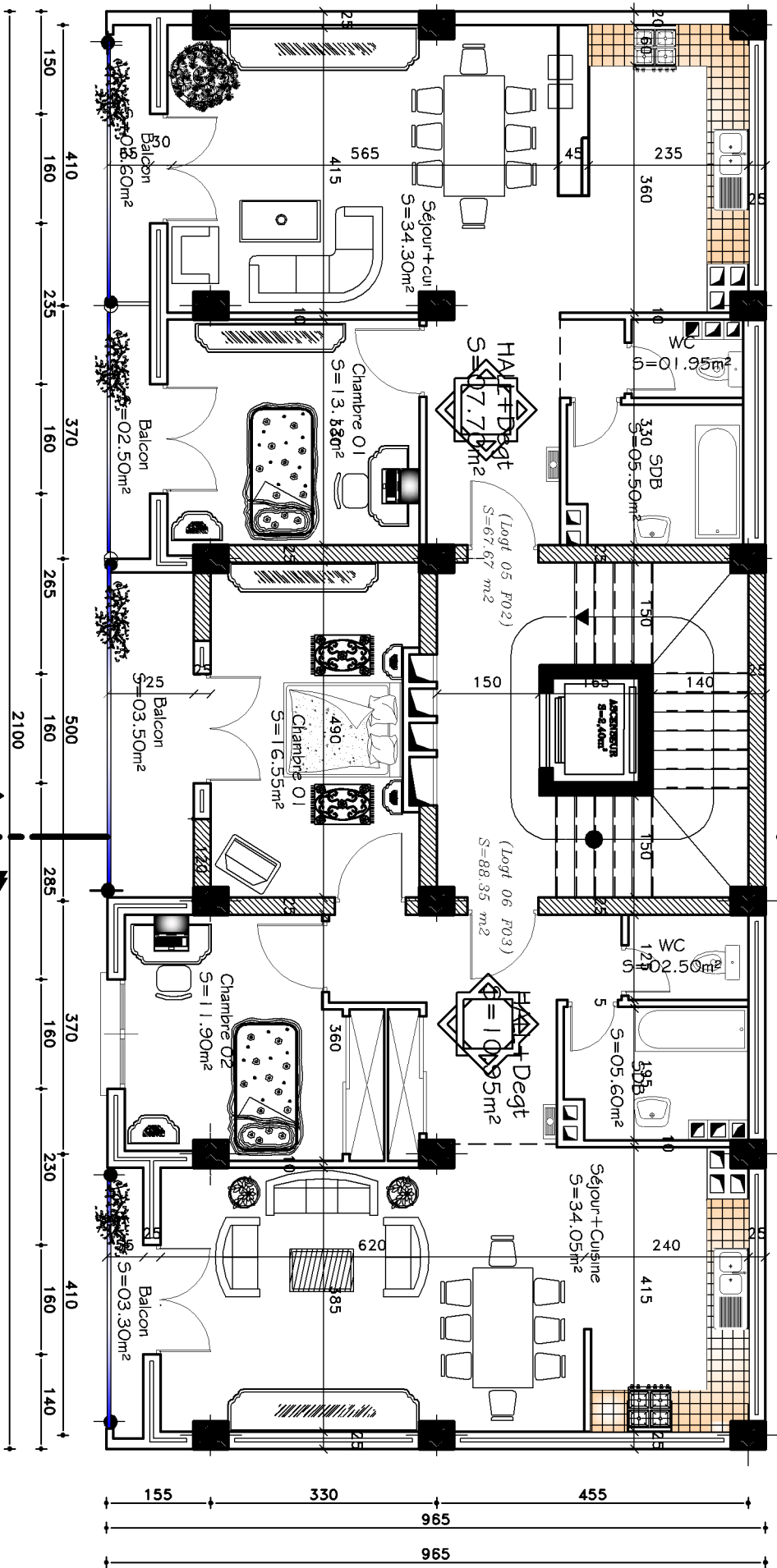
PLAN DU 1er ETAGE NIV: +4.08

Melle: NADJI NAIMA

Melle: SIZINE NACIMA

Présenté par: NADJI NAIMA, SIZINE NACIMA, MOBARAK

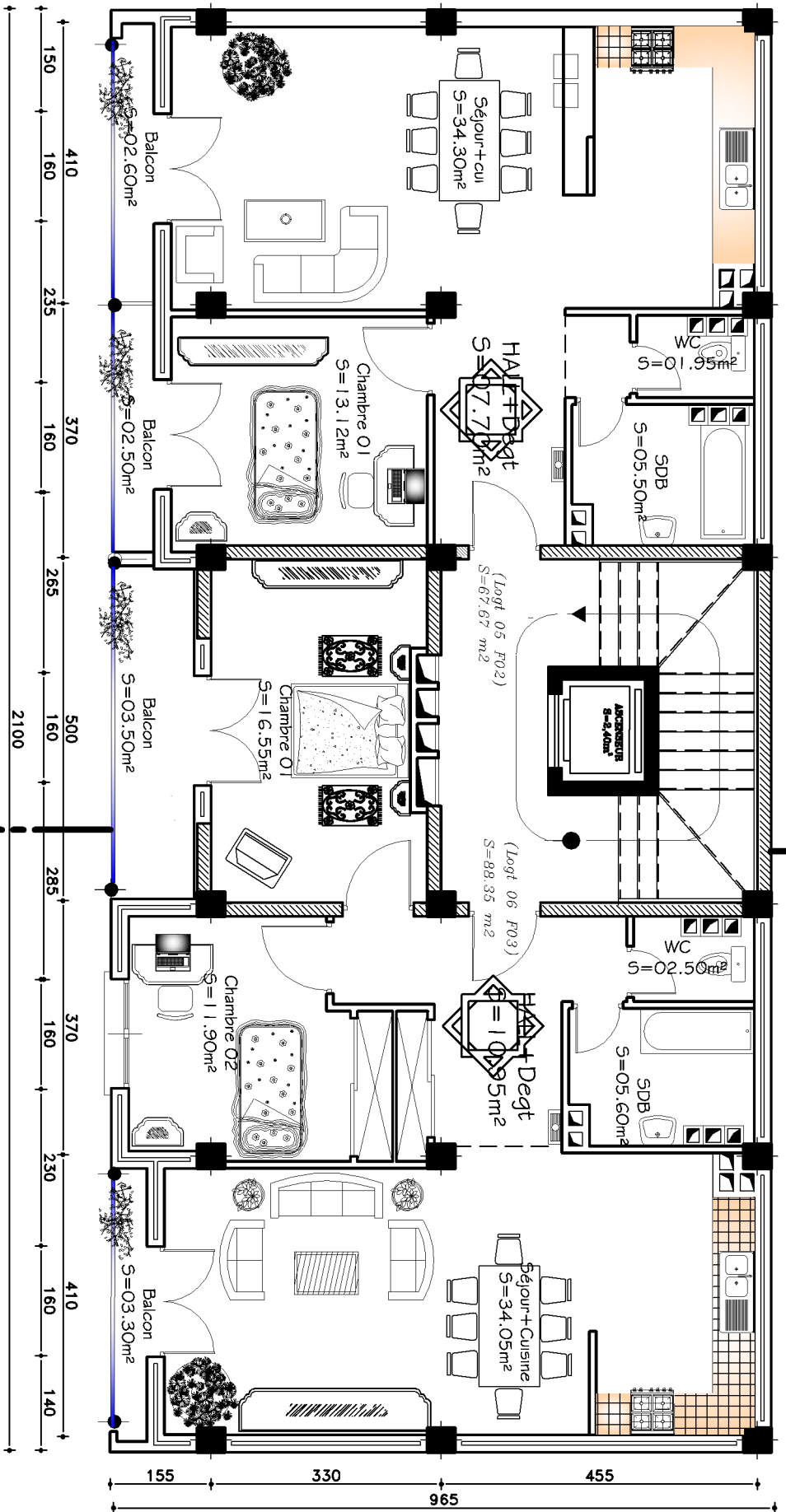
PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DU 2eme ETAGE NIV:+7.14

Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA
	Melle: MOBARAK



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

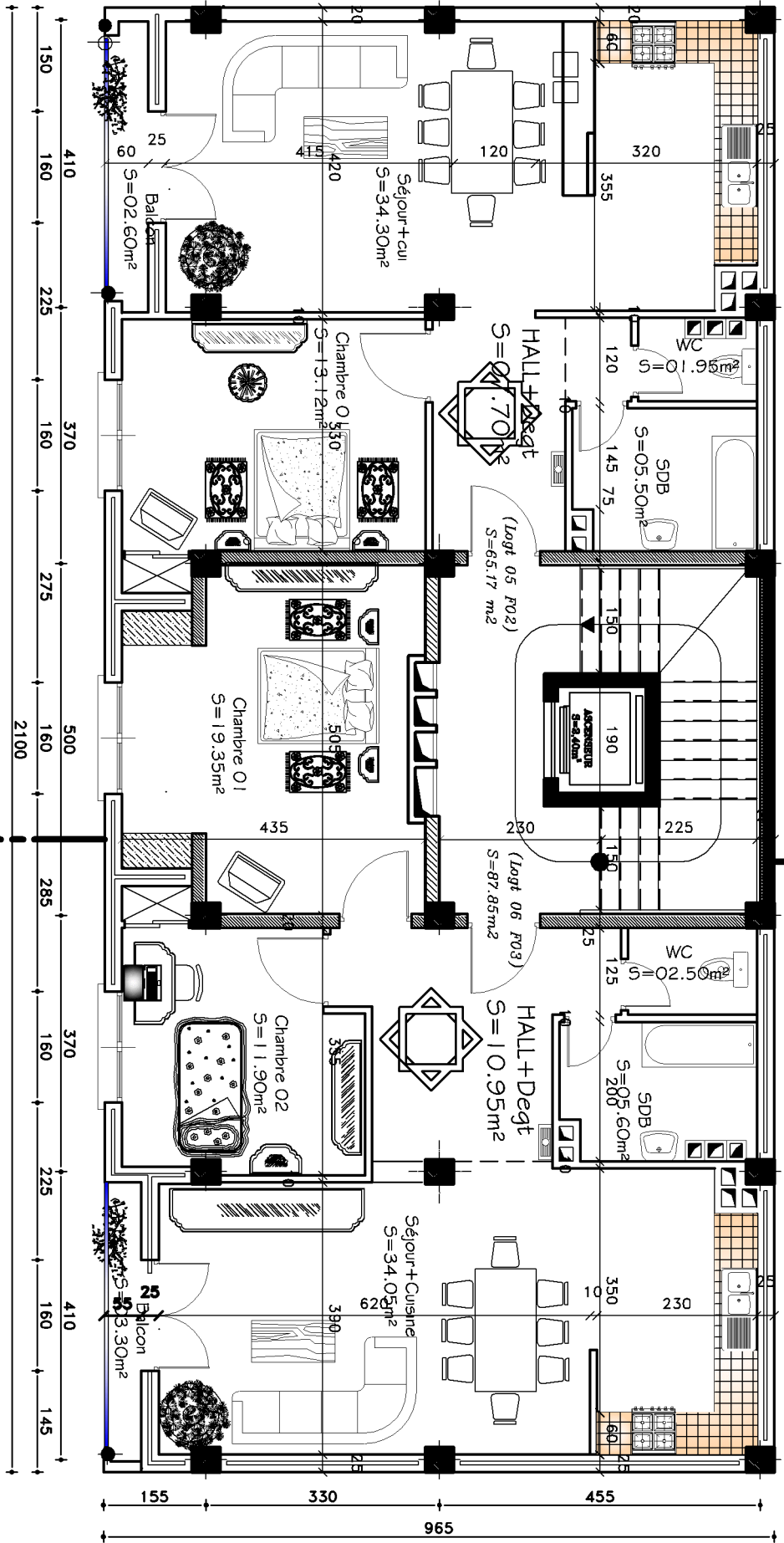
Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

PLAN DU 3eme ETAGE NIV: +10.20

Melle: NADJI NAIMA

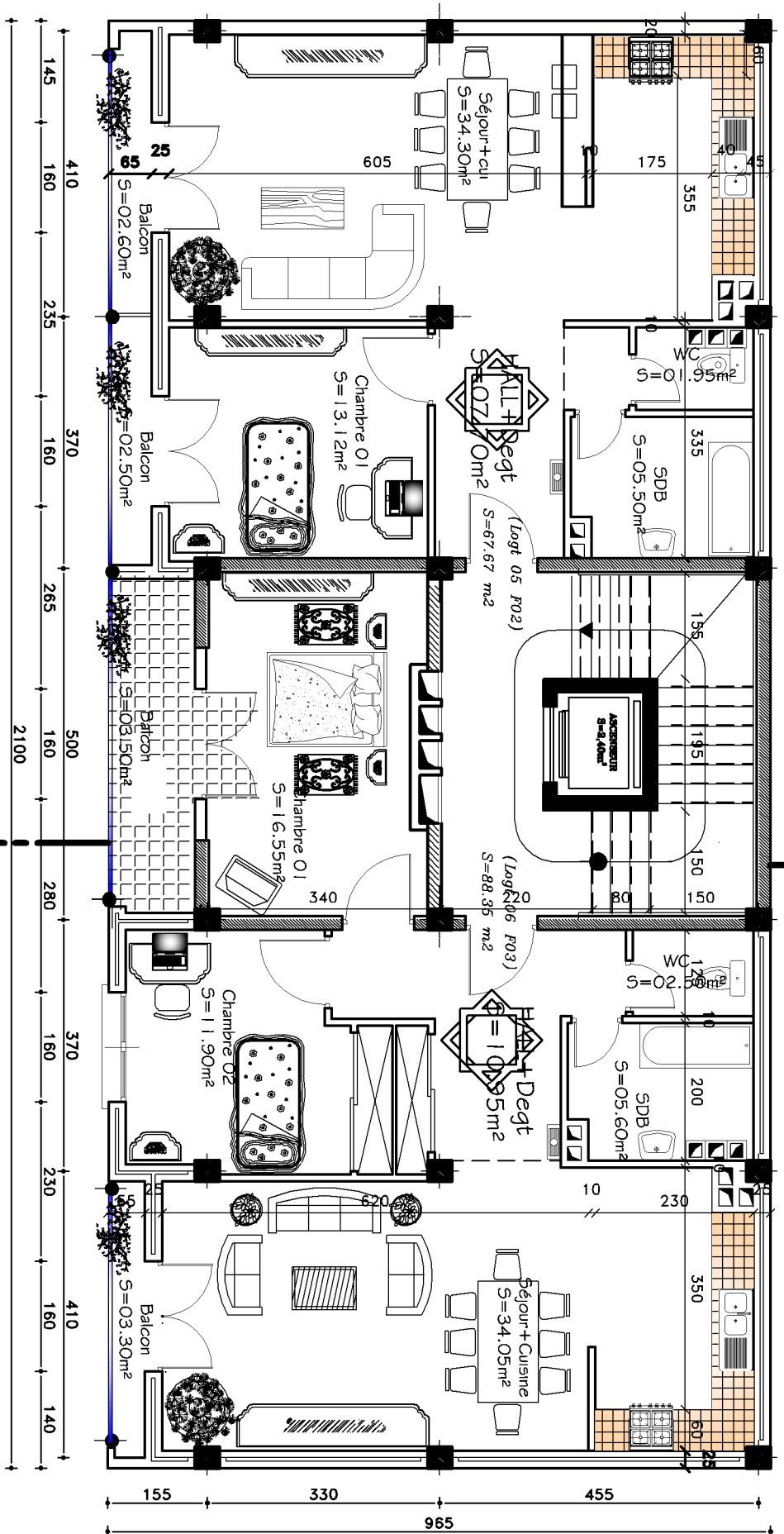
Présenté par: Melle: SIZINE NACIMA



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

PLAN DU 4 et Seme ETAGE NIV:+13.26;+16.32

Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA



A

A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

PLAN DU 6;7 et 8 eme ETAGE

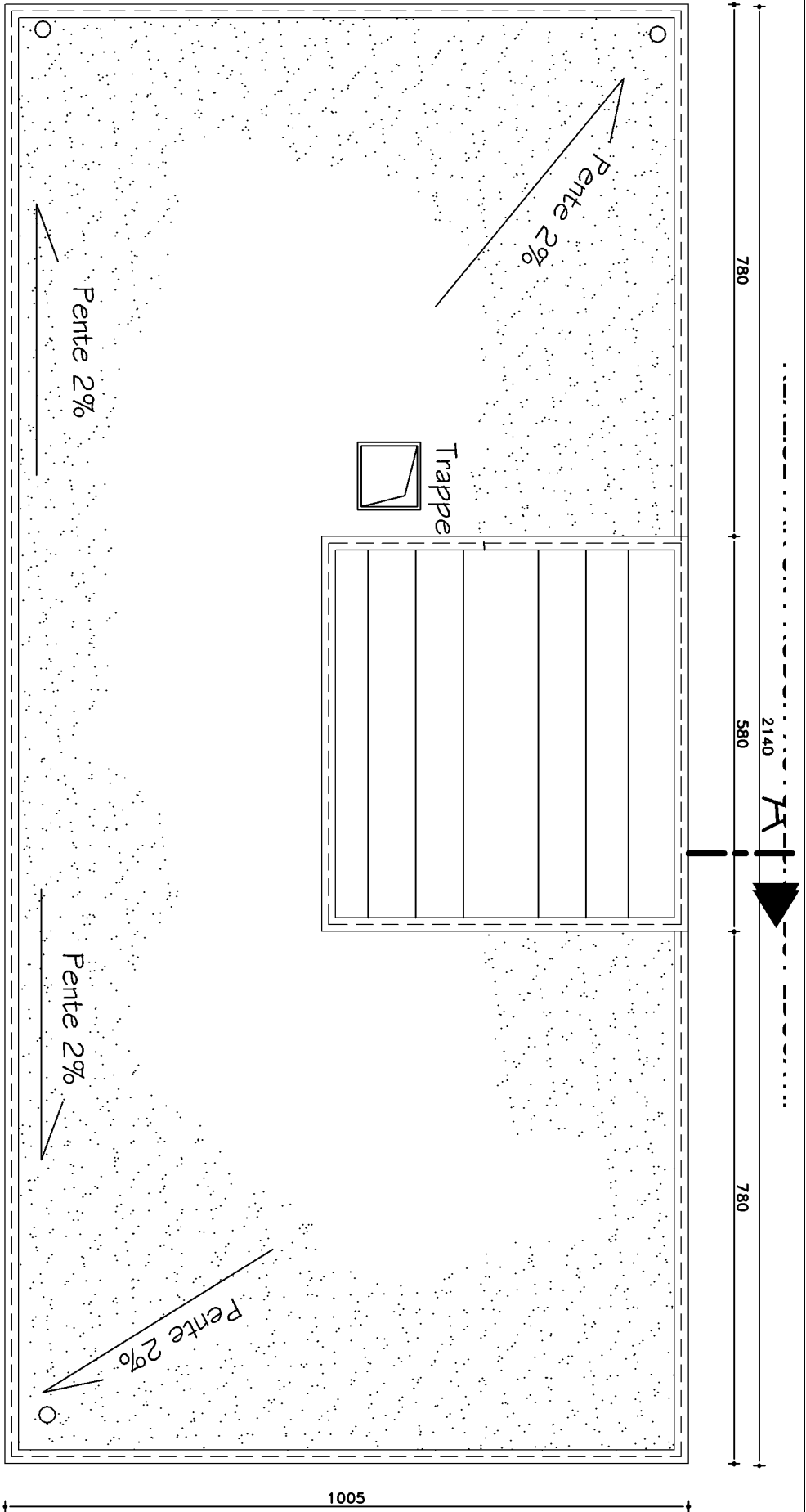
NIV: +19.38; +22.44; +25.50

Melle: NADJI NAIMA

Présenté par:

Melle: SIZINE NACIMA

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DU LA TOITURE: +28.56

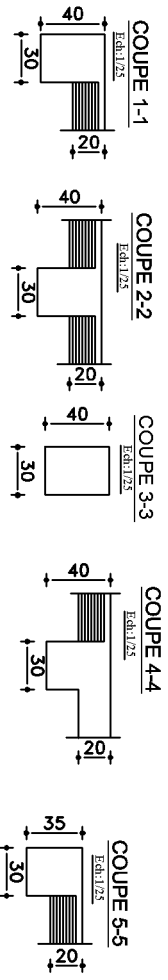
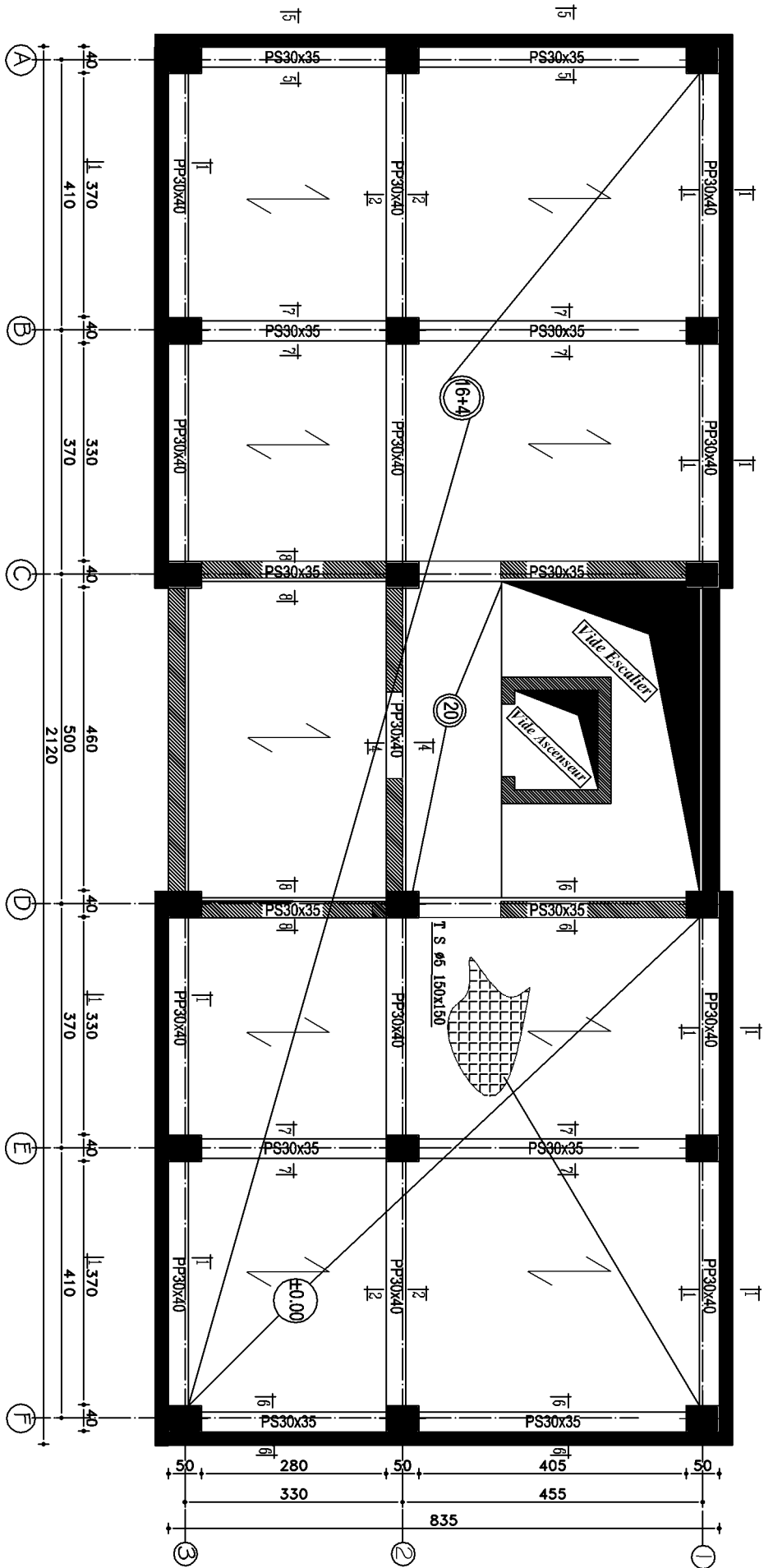
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

Melle: NADJI NAIMA

Melle: SIZINE NACIMA

Présenté par: M. MOBARAK

* COFFRAGE PLANCHER NIV (±0.00)



COFFRAGE PLANCHER NIV: +0.00

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

Présenté par:

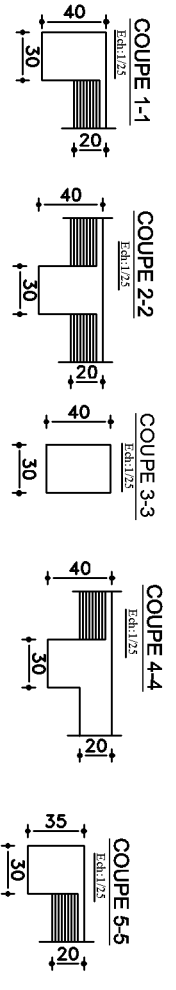
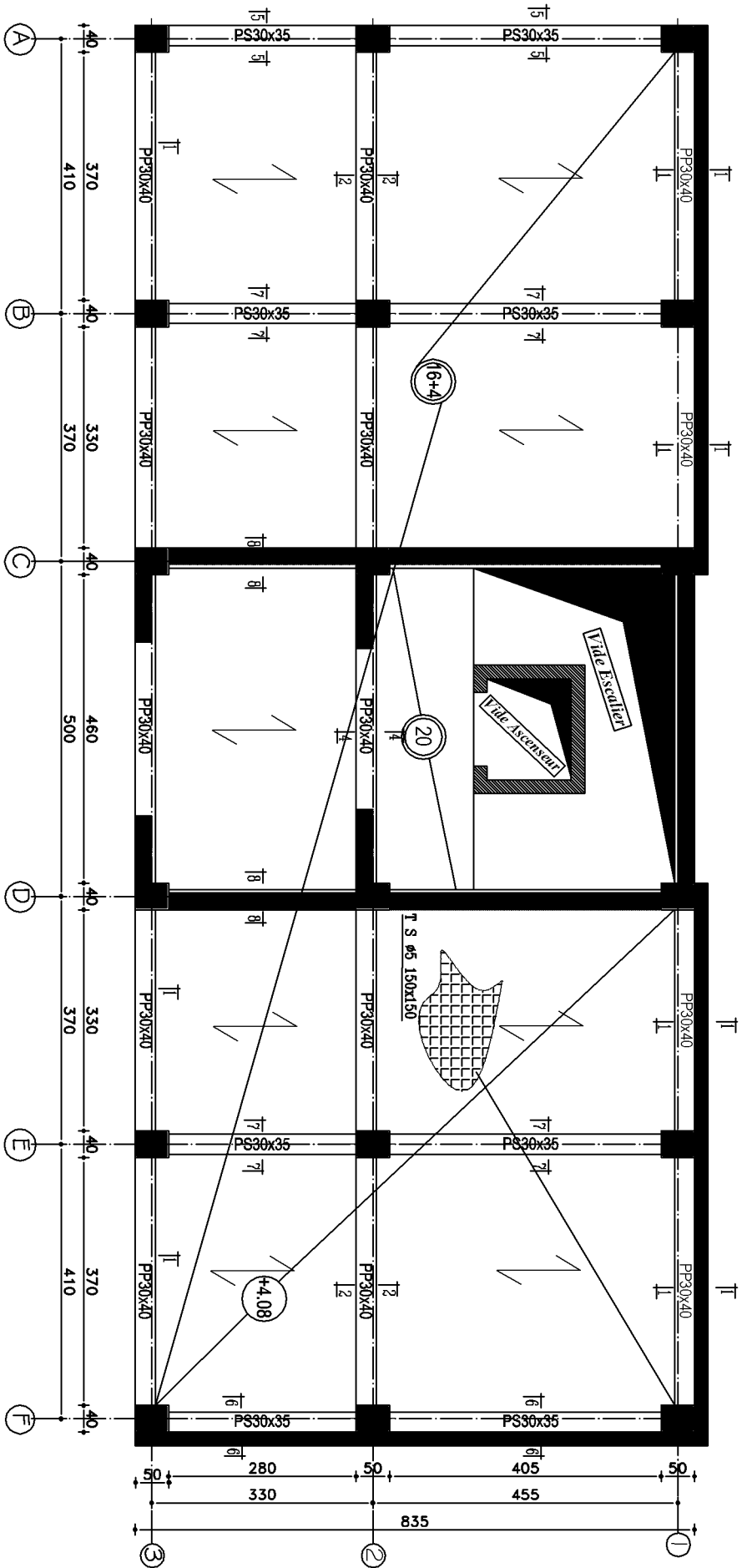
Melle: NADJI NAIMA

Melle: SIZINE NACIMA

Melle: MOBAREK

REDACTED PRODUCT AUTODESK A BUT EDUCATIF

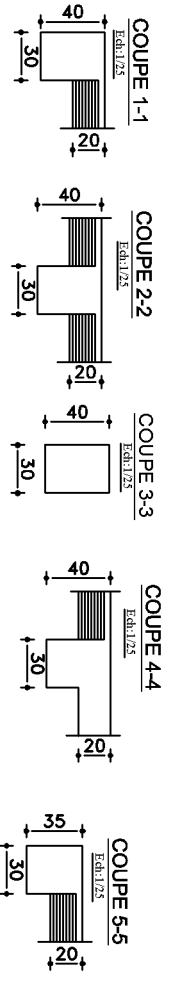
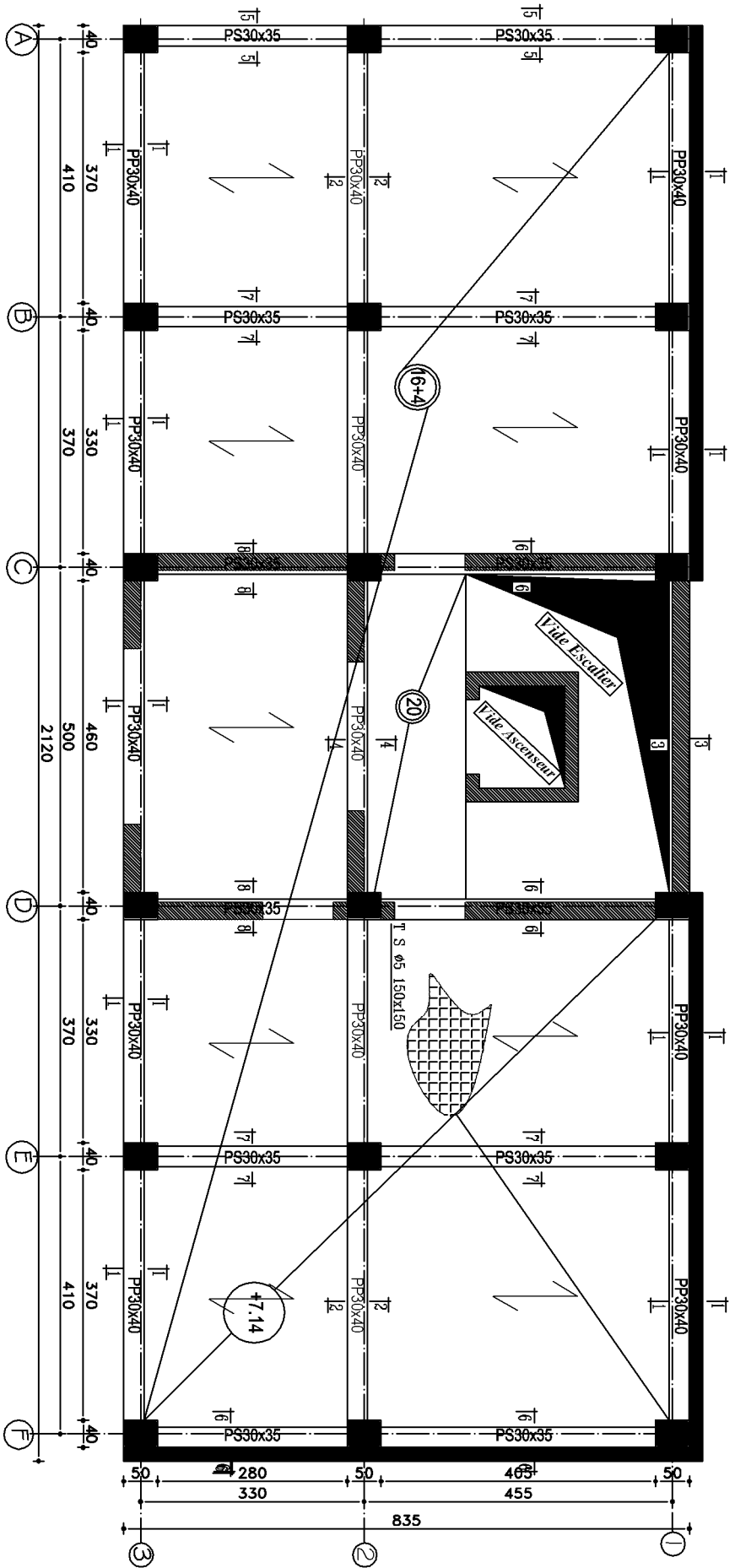
* COFFRAGE PLANCHER NIV (+4.08)



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil
 COFFRAGE PLANCHER NIV: +4.08

Présenté par:	
Melle: NADJI NAIMA	Melle: SIZINE NACIMA
Melle: MOBAREK	

* COFFRAGE PLANCHER NIV (+7.14)

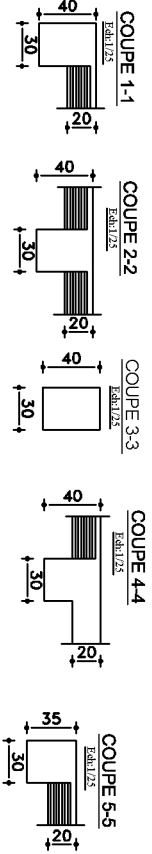
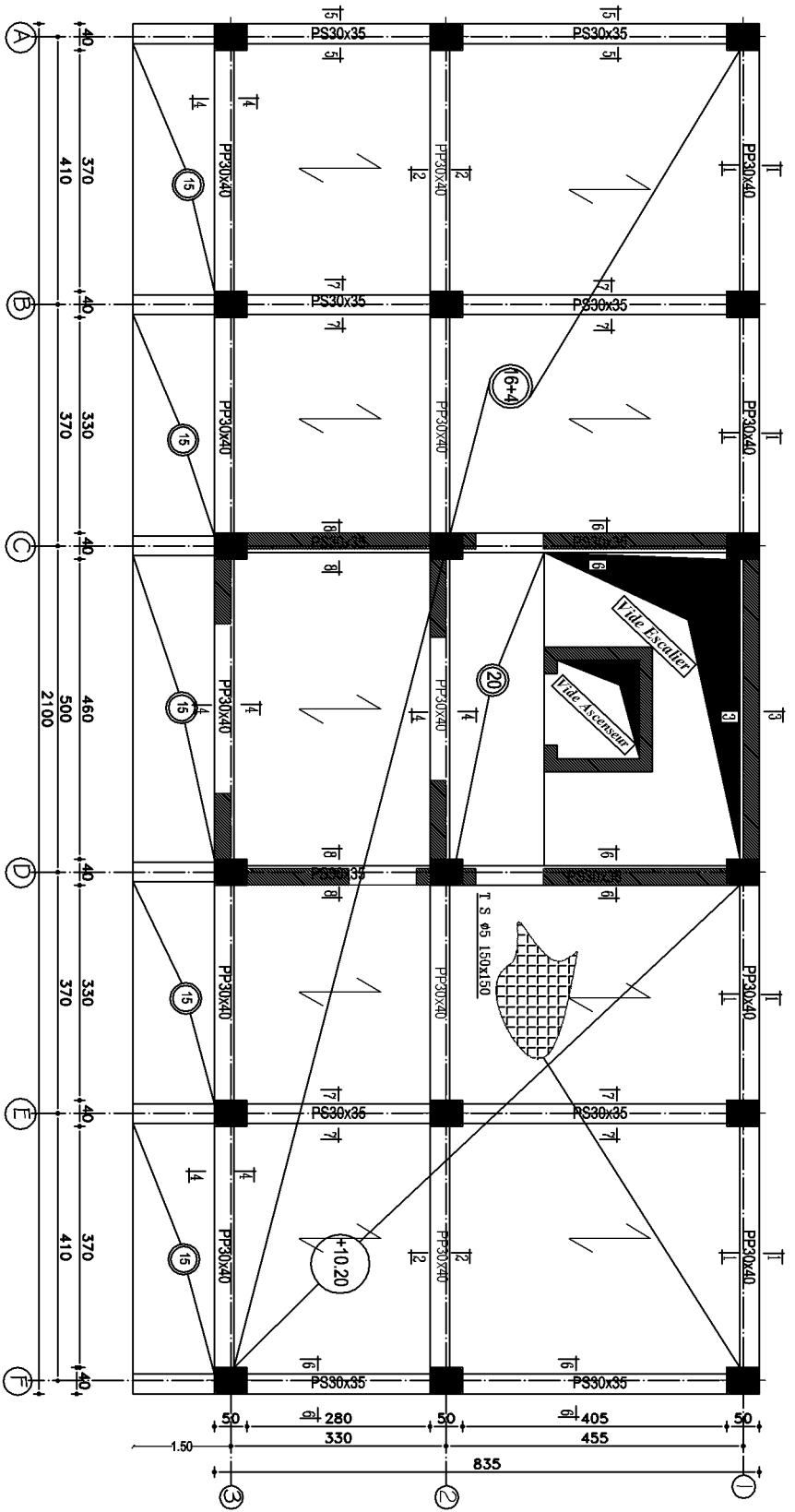


UNIVERSITE MOULOU MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER NIV: +7.14

Présenté par:
 Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA
 M. MOBAREK

* COFFRAGE PLANCHER NIV (+10.20)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

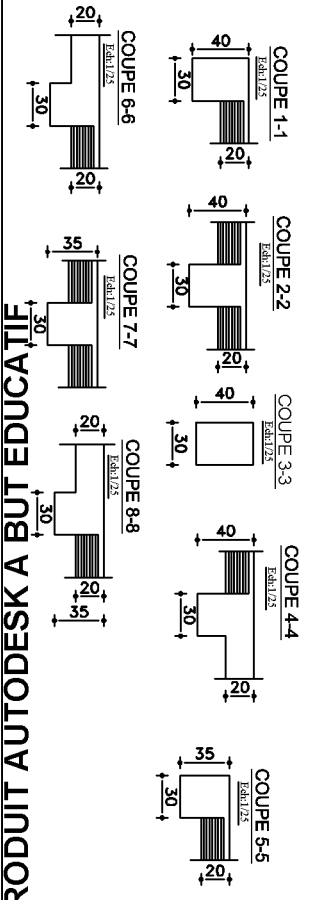
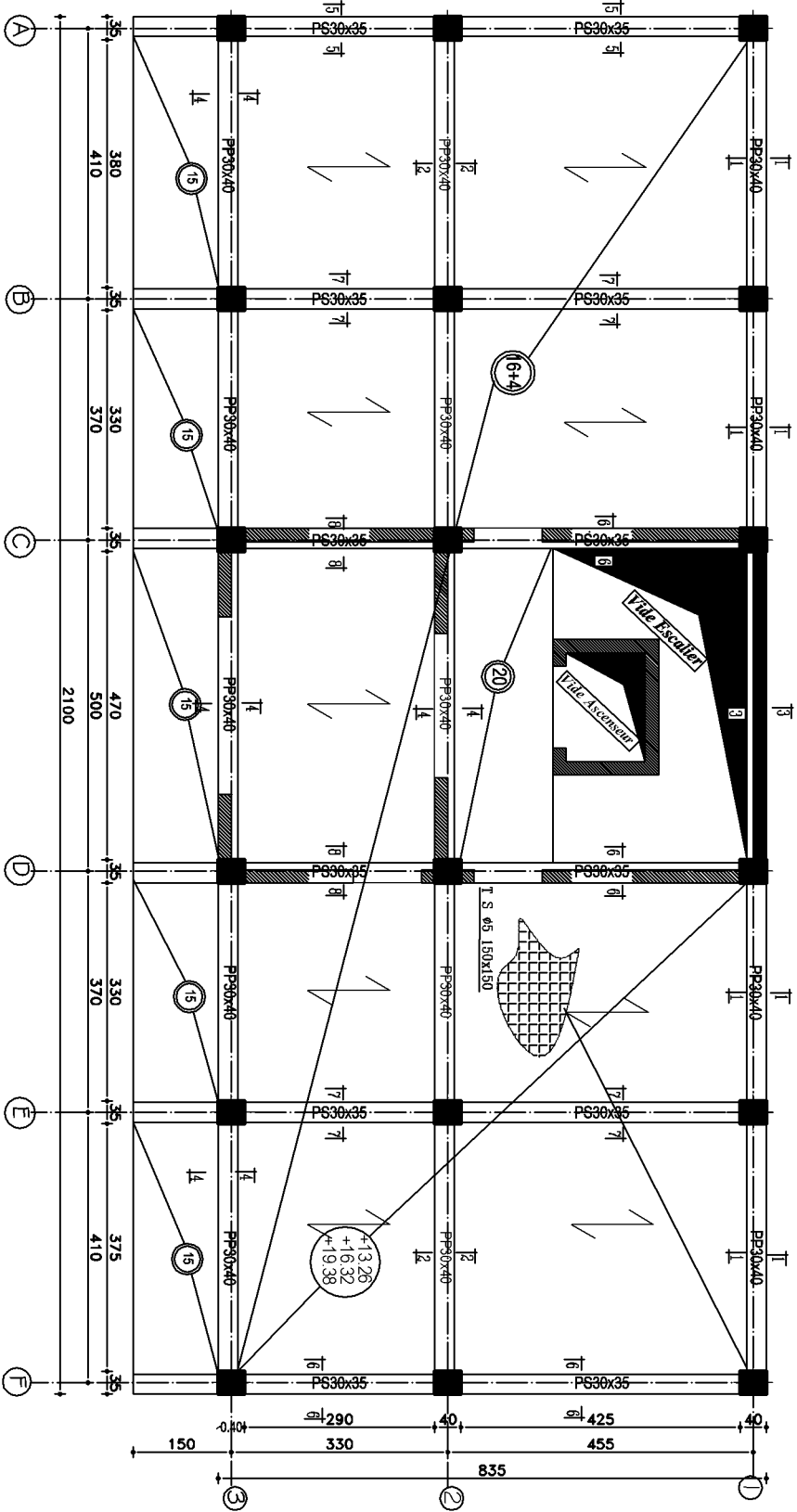
COFFRAGE PLANCHER NIV: +10.20

Présenté par:
 Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

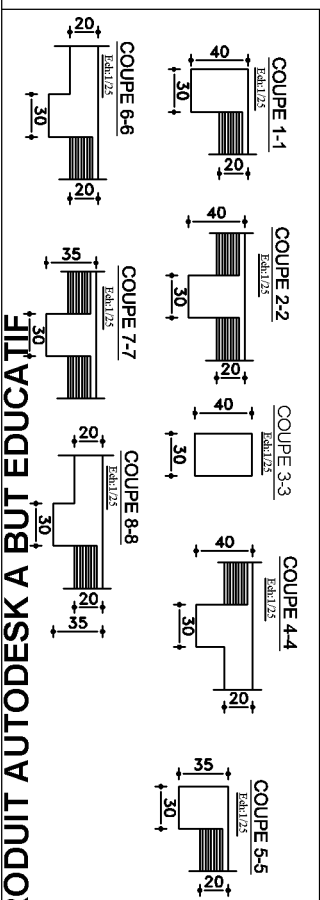
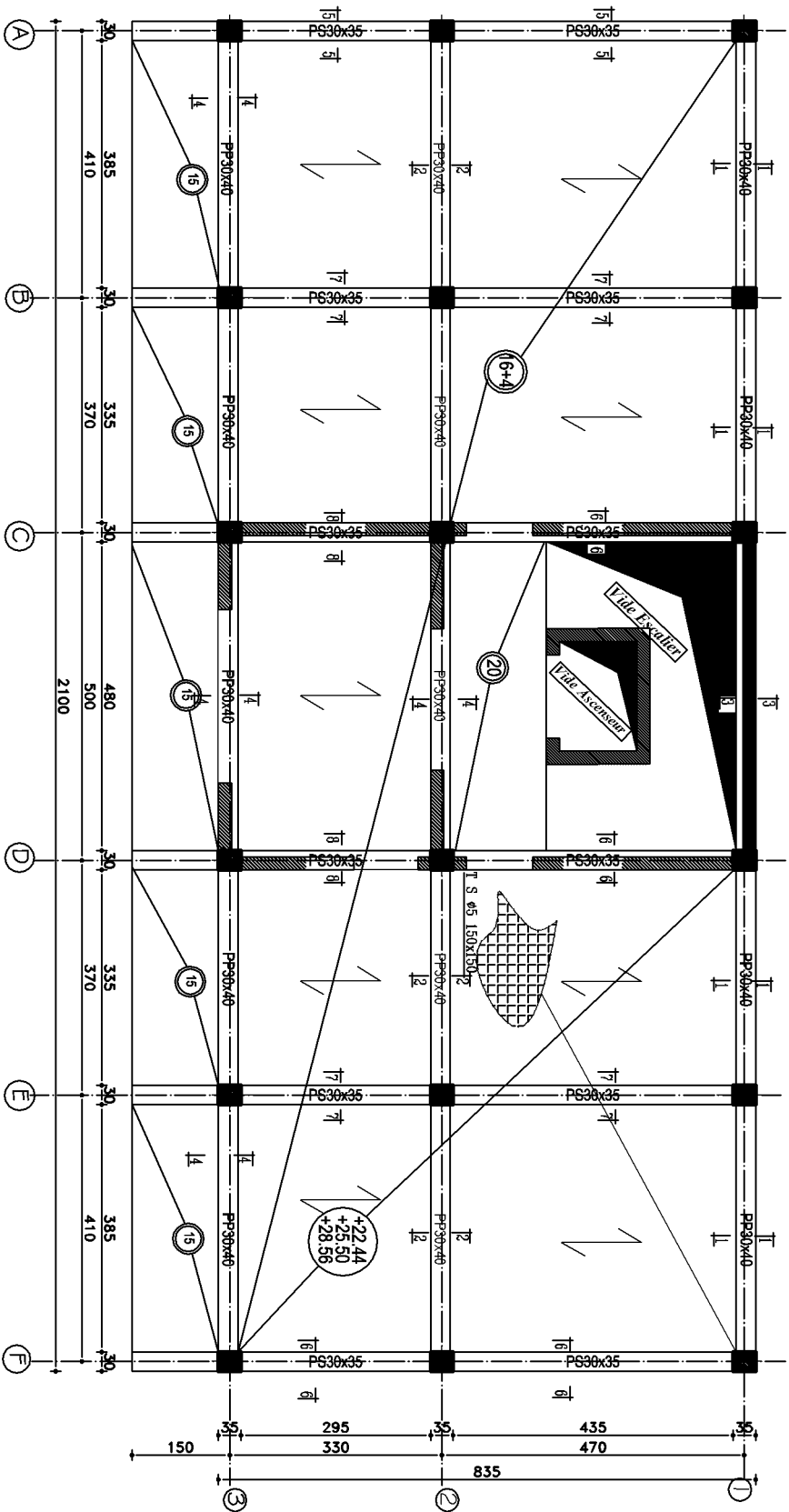
REMARKS

* COFFRAGE PLANCHER NIV (+13.26, +16.32, +19.38)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Genie de la Construction	
Département de Génie Civil	
COFFRAGE PLANCHER NIV: +13.26; 16.32; 19.38	
Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA
	REDA MANSOURI
	ABDELRAHMAN BAREK

** COFFRAGE PLANCHER NIV (+22.44, +25.50, +28.56)*



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

COFFRAGE PLANCHER
 NIV: +22.44; +25.50; +28.56

Melle: NADJI NAIMA
 Présenté par: Melle: SIZINE NACIMA

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I)- INTRODUCTION :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec moindre coût

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limite **CBA**.

I -1) présentation de l'ouvrage :

Le thème de notre mémoire consiste l'étude et calcul d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8 +sous sol) à ossatures mixtes et le groupe d'usage 2 site3 qui sera implanté à la commune de corso Wilaya de BOUMERDES classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

I – 2) caractéristiques géométriques :

Hauteur totale de la structure et y compris l'acrotère31, 56 m
Hauteur d'étage courant3,06 m
Hauteur de RDC4,08 m
Hauteur de sous sol2,89 m
Longueur totale21,20 m
Largeur totale8,75 m

I – 3) les éléments de l'ouvrage :**➤ La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

3-1) l'ossature :

L'ossature du bâtiment est mixte, elle est constituée de (portiques poteaux et poutres), et des voiles périphériques.

L'ossature du bâtiment est destinée à reprendre les charges, et les surcharges verticales et assurer le contreventement de bâtiment

3-2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes remplissent deux fonctions principales :

1) fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitations.

2) fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages, tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux ; avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine.

Le plancher terrasse est non accessible, il est une forme de pente 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et d'une étanchéité multicouche.

3-3) les escaliers :

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escalier en trois volées qui dessert tout les niveaux, elles seront réalisées en béton armé et coulées sur place

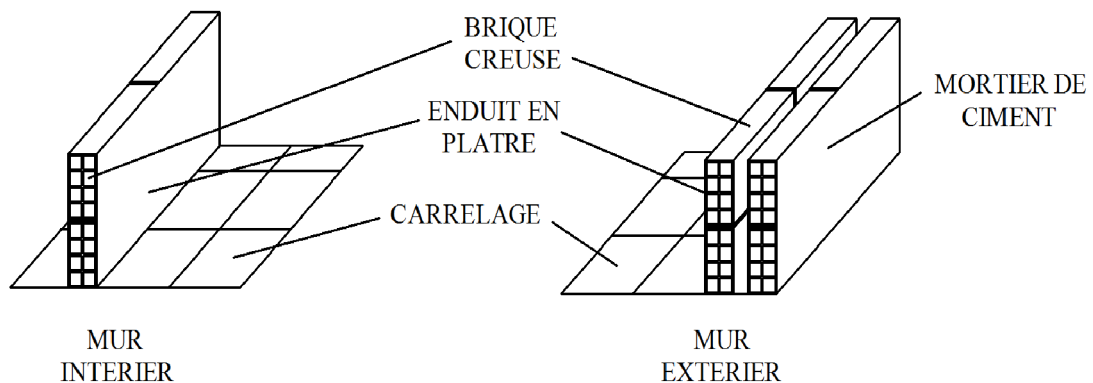
3-4) cages d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

3-5) la maçonnerie :

Les murs seront réalisés comme suite :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur

**3-6) les balcons :**

Le bâtiment comporte un seul type de balcon en dalle Pline.

3-7) Revêtement :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

i) terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

3-8) coffrages :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

Fondations : C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol.

I-4 Caractéristiques du sol :

L'étude de sol conclut à une capacité portante de 2.09BARS pour un radier de largeur de 10m ; le type de fondation à adopter sera donc superficiel de type Radier massif de béton pour assurer un bon ancrage des fondations et palier aux discontinuités et différence de sollicitation sismique.

Pour éviter des tassements excessifs un compactage contrôlé sera effectué avec apport de matériau consolidant tel que le tuf ou autre matériau à même d'assurer la compacité voulue.

Compte tenu des terrassements envisagés dans ce type de sable sensible aux venues d'eau et aux aléas climatiques ; nous prendrons toutes les précautions nécessaires pour palier aux instabilités des talus lors des travaux et un drainage périphérique doit être exécuté.

I-5 caractéristiques mécaniques des matériaux :**A- Le béton :**

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

La composition du béton sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

➤ Granulats :

- ❖ Sable propre 380 à 450 cm³
- ❖ Gravier 750 à 850 cm³
- ❖ Dosage de ciment CPA 325 325 kg/m³
- ❖ Eau de gâchage 150 à 200 l/m³

A-1 Résistance caractéristique du béton à la compression :(B.A.E.L.91 Art 2-1-11)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, qui est obtenue par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées, elle est notée f_{c28} . Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ **J < 28 jours :**

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} .$$

❖ **J > 28 jours :**

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} .$$

Avec f_{cj} : la résistance du béton à l'âge de ((j)) jours.

A-2 Résistance caractéristique du béton à la traction : (B.A.E.L91 Art2-1-12).

La résistance de béton à la traction est très faible, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} < 60\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

A-3 Contraintes limite du béton :

-1- état limite ultime « ELU » :

La contrainte ultime en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPA.} \quad (\text{B. A. E. L 91 Art4.3.41})$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa.}$$

θ : coefficient de la durée d'application.

$$\theta = 1 \quad \text{lorsque } t > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{lorsque } 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{lorsque } t < 1 \text{ heure}$$

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

Nous adoptons le diagramme* parabole rectangle* est illustrée sur la figure 1-1

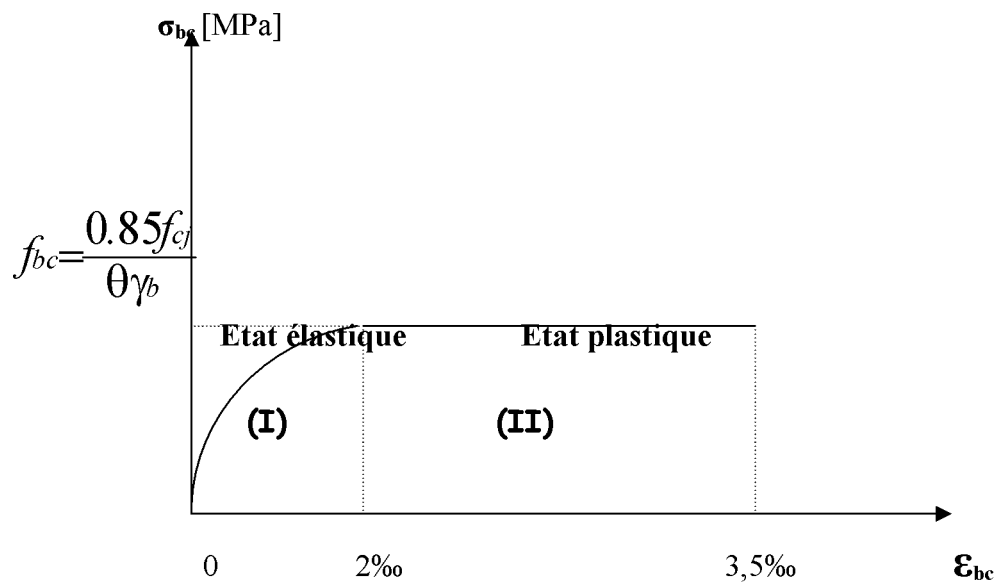


Figure 1-1- Diagramme contrainte déformation du béton(ELU).

-2- Etat limite de service « ELS » :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure 1-2

La contrainte limite de service en compression doit être au plus égale à : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c20}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

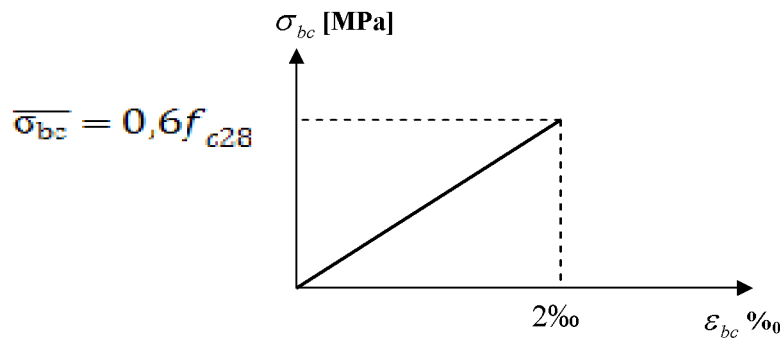


Figure 1-2- diagramme contrainte- déformation (ELS)

-3- Contrainte limite de cisaillement: [ART/A-5.1.21 BAEL 91]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.S.)

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

- **Fissuration peu nuisible (non préjudiciable).**

$$\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

B) Module d'élasticité:

Nous définissons le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux types de modules:

1- **Module d'élasticité instantané:** [ART/ A-2.1.21 BAEL 91]

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

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

2- **Module d'élasticité différée:** [ART-2.1.22 BAEL 91]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

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

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

3- **Module d'élasticité transversale:**

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad [\text{MPa}]$$

ν : coefficient de poisson.

E : module de YOUNG.

C- **Coefficient de poisson:** [ART/ A-2.1.3 BAEL 91]

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

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service pour le calcul en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

c)- **Acier:**

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 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

a) Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement Ψ
H A	Haute Adhérence $F_e E 40$	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis Soudé TL 520 ($\Phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1,3	1

b) Limite d'élasticité longitudinale:

Elle est notée E_s . Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$

c) diagramme contraintes-déformations:

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

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:

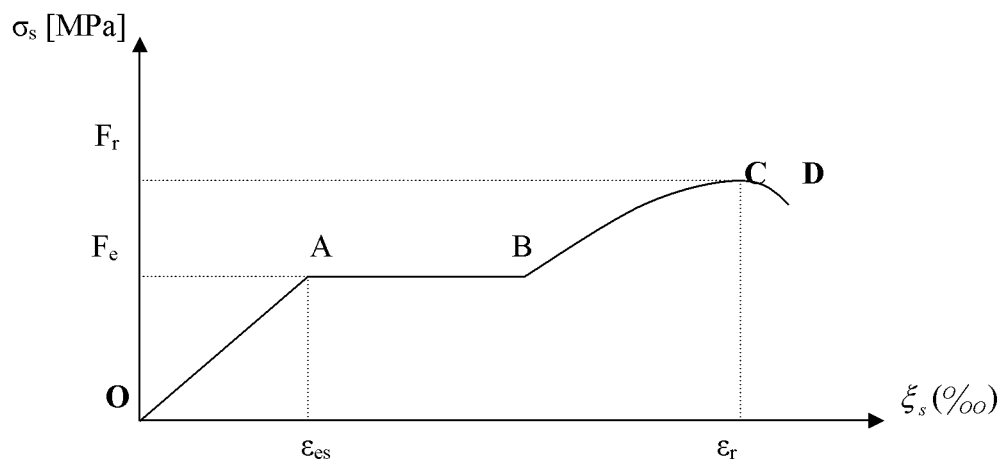


Figure 1-3 : diagramme contraintes - déformations de l'acier.

F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_{rs} : Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone **OA** : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : Domaine de ductilité.

Zone **BC** : Domaine de raffermissement.

Zone **CD** : Domaine de striction.

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson « ν » est pris égal à 0,3

d)- Contraintes limites:

d-1) L'ELU : La contrainte limite de calcul est égale à : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec:

f_e : Contrainte limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité,

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (courantes)

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles.

d-2) Vérification à l'ELS:

La vérification des contraintes des aciers se fera à l'état d'ouverture des fissures.

d-3) Fissuration peu préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 32]

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts, non soumis à des condensations.

d-4) Fissuration préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 33]

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$ MPA (BAEL 91/Art.4.5.33).

d-5) Fissuration très préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 34]

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$ MPA (BAEL 91/Art.4.5.34)

Avec: η : coefficient de fissuration relative.

$\eta = 1$ Pour les RL.

$\eta = 1.6$ Pour les HA ($\varnothing > 6$ mm).

E) Diagramme contraintes-déformations de calcul:

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant:

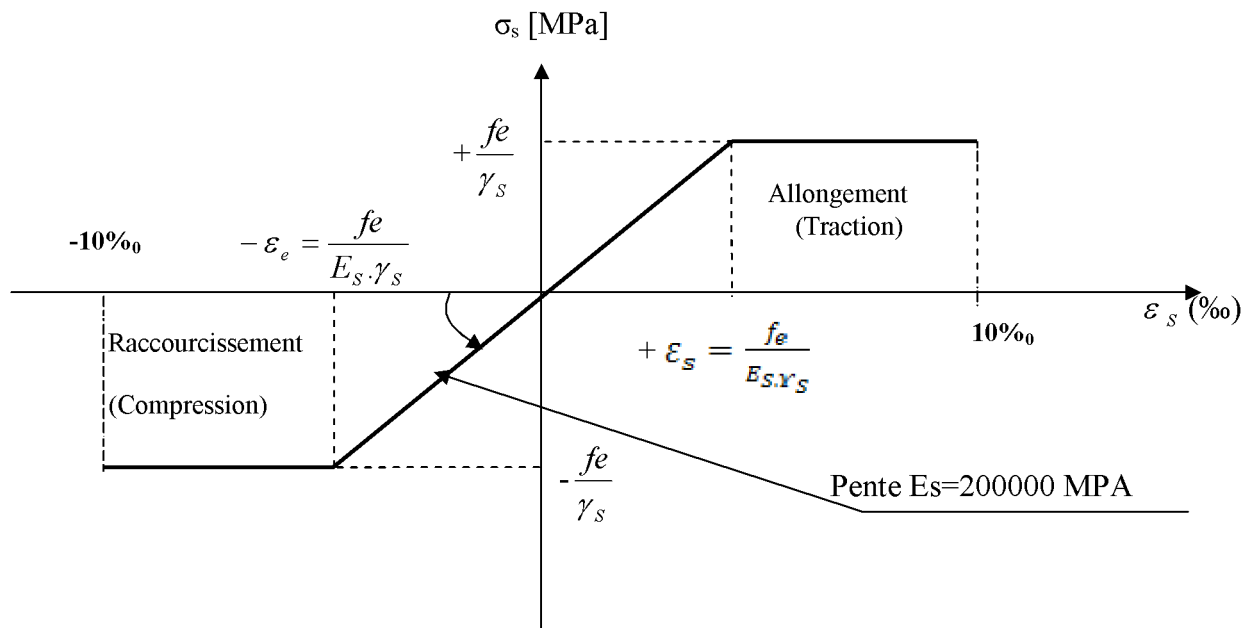


Figure 1-4 diagramme contraintes déformations de l'acier.

F) limite d'élasticité:

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

G) Protection d'armatures: (art A. 7-2.4 BAEL 91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons 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 ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

H) Les règlements utilisés :

Le calcul de cet ouvrage sera conforme au règlement parasismique algérien RPA 99 modifié en 2003, en tenant compte des règles techniques du béton armé aux états limites BAEL 91 modifié en 99.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

1-Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure en se basant sur les règles du RPA99 version 2003, et BAEL91.

2- Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur de la poutrelle.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.423, BAEL 91]

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad (\text{II -1})$$

Avec :

l_{\max} : Portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles ;

$$h_t \geq \frac{370}{22,50} \geq 16,44 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher **(16 + 4) cm** . On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

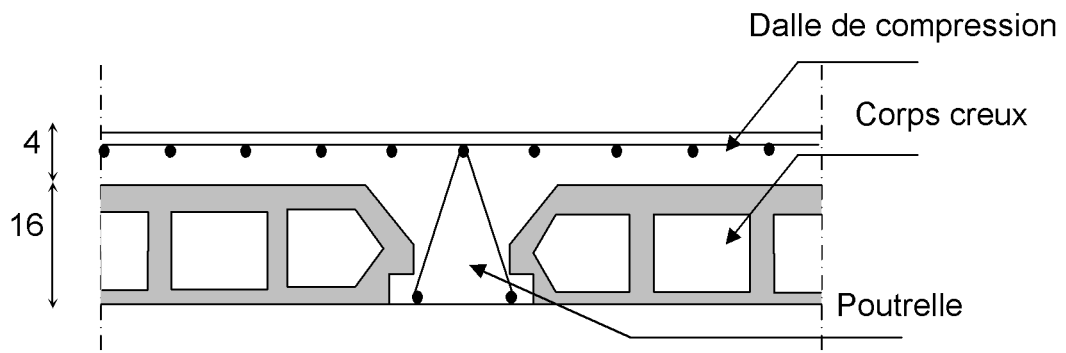


Figure 2.1 -Schéma descriptif d'un plancher courant :

3-Les poutres :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes.

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 (ADDENDA 2003) liées à la zone III telles que :

$$\begin{aligned} \text{Min } (b ; h) &\geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min } (b ; h) &\geq h_e/20 \text{ cm} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{aligned} \quad (\text{II-2})$$

Hauteur des poutres h_p :

➤ Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{II-3})$$

➤ Largeur de la poutre :

$$0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p \quad (\text{II-4})$$

Avec :

h_p : Hauteur totale de la poutre.

l_{\max} : Portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

b : Largeur de la poutre.

3-1 poutres principales (sens longitudinal) :

Sachant que $L_{\max} = 500$ cm il vient :

$$500 / 15 \leq h_p \leq 500 / 10 \text{ ce qui donne } 33,33 \leq h_p \leq 50 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 40$ cm

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_p = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 h_p = 28 \text{ cm}$$

On prend $b_p = 30$ cm.

3-2 poutres secondaires (sens transversal) :

Sachant que $L_{\max} = 455$ cm il vient :

$$455/15 \leq h_p \leq 455/10 \text{ ce qui donne } 30,33 \leq h_p \leq 45,50 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 35$ cm

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_p = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_p = 24,50 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

On prend $b_p = 30$ cm.

• **Remarque :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 version 2003 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

Poutres principales (30x 40) cm²

Poutres secondaires (30 x 35) cm²

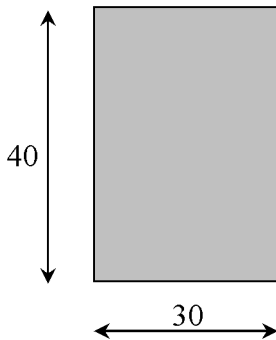


Figure 2.2 : Dimensions de la poutre principale

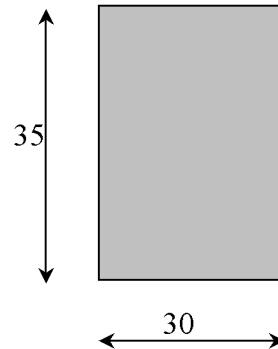


Figure 2.3 : Dimensions de la poutre secondaire

Vérification (RPA 99 ADDENDA 2003, ART/7.5.1)

	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérifié (Oui / Non)
Hauteur (cm)	40 > 30	35 > 30	Oui
Largeur (cm)	30 > 20	30 > 20	Oui
Hauteur / Largeur	1.33 < 4	1.17 < 4	Oui

➤ **COFFRAGE :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : [ART 7.5.1/RPA99 ADDENDA 2003]

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

4-Les Poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

Compte tenu de l'effet de séisme la combinaison des charges et des surcharges peut être :

$$N_s = G + 1,2 Q.$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots (II-5)$$

B : est la section du poteau considéré,

N_s : effort normal maximal agissant à la base du poteau.

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} = 1,5 \text{ KN /cm}^2$$

4-1 Evaluation des charges et surcharges :

- Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4]
- Localisation du poteau le plus sollicité : C2

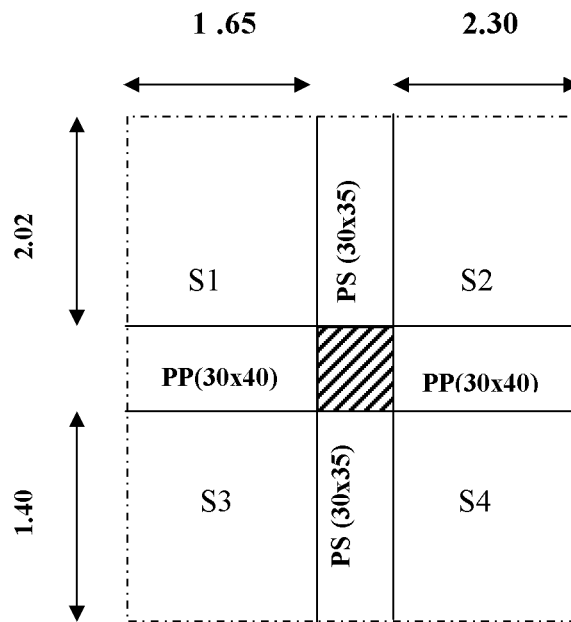


Figure 2.4 : Localisation du poteau le plus sollicité.

4-2 Descente de charge:**4-2-1- Les surfaces des planchers à considérer :**

La surface du plancher terrasse et celle des étages courants revenant au poteau **C2**:

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

$$S = (1.65 \times 2.02) + (2.30 \times 2.02) + (1.40 \times 1.65) + (1.40 \times 2.30)$$

$$S = 13.51 \text{ m}^2$$

4-2-2 - Charges permanentes:

Plancher-terrasse (corps creux): (fig. 1)	G (KN/m ²)
1- Protection lourde(ep=5cm)	0,20 x 5 = 1,00
2- Etanchéité multicouche (ep=2cm)	0,06 x 2 = 0,12
3- Forme de pente (ep=7cm)	0,22 x 7 = 1,54
4- Feuilles de polyane	0,25 x 0,04 = 0,01
5- Isolation thermique (liège)(ep=5cm)	0,04 x 5 = 0,2
6- Plancher à corps creux (16+4) (ep=20cm)	2,85
7- Enduit de plâtre(ep=2cm)	0,10 x 2 = 0,20
	G = 5,92

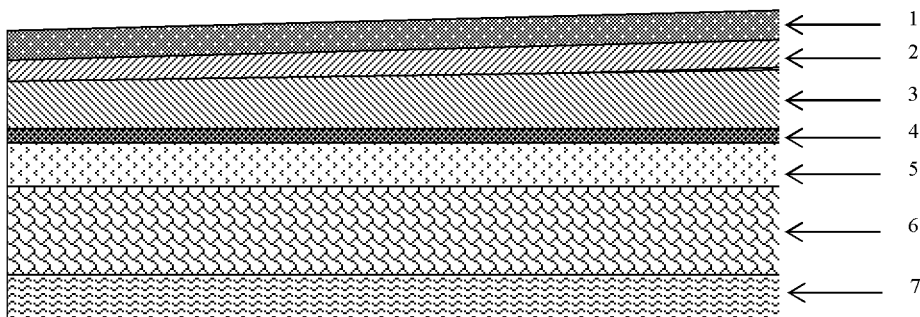


fig. 1 : Coupe verticale du plancher terrasse

Planchers étages courants (corps creux): (fig. 2)		G (KN/m²)
1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)		0,40
2- Mortier de pose (ep = 3cm)		0,54
3- Couche de sable (ep = 3cm)		0,66
4- Plancher corps creux (16+4cm)		2,85
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm)		0,20
6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)		0.9
		G= 5,55

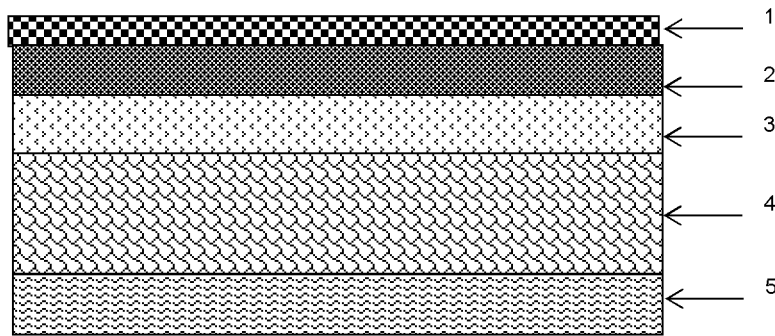


fig. 2: Coupe transversale du plancher courant.

Balcons:	G (KN/m²)
1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)	0,40
2- Mortier de pose (ep = 3cm)	0,54
3- Couche de sable (ep = 3cm)	0,66
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm)	3.75
5- Enduit de ciment (ep= 2cm)	0.2
G=5.55	

4-2-3 - Surcharges d'exploitation:Q

Plancher terrasse.....	1,00 KN/m ²
Plancher étages courants.....	1,50 KN/m ²
Balcons.....	3,50 KN/m ²
Escalier.....	2,50 KN/m ²
Plancher RDC	2,5 KN/m ²

• **Poids de planchers:**

-Plancher terrasse: $G = 5,92 \times (1.65 + 0.40 + 2.30) \times (2.02 + 0.50 + 1.40) = 100.94 \text{ KN}$.

-Plancher courant: $G = 5,55 \times (1.65 + 0.40 + 2.30) \times (2.02 + 0.50 + 1.40) = 94.63 \text{ KN}$.

5 - Calcul de l'effort normal sous le poteau (C2):

- Poids propre des poutres:

Poutres principales:

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,40 \times 3,42 \times 25) = 10,26 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,35 \times 3,95 \times 25) = 10,36 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est de:

$$G_p = 20,62 \text{ KN.}$$

$$Q_0 : \text{Charge d'exploitation sur la terrasse} \dots\dots\dots Q_0 = 1 \times 17,05 = 17,05 \text{ KN}$$

$$Q_1 \text{ à } Q_8 : \text{Charge de l'étage courant} \dots\dots\dots Q_1 = 1,5 \times 17,05 = 25,57 \text{ KN}$$

$$Q_S : \text{charge de sous sol} \dots\dots\dots Q_S = 2,5 \times 17,05 = 42,62 \text{ KN}$$

$$Q_R : \text{Plancher de RDC} \dots\dots\dots Q_R = 2,5 \times 17,05 = 42,62 \text{ KN}$$

6 - Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers Niveaux peuvent être considérées comme indépendants. Pour les bâtiments à usage D'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges Est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

Calcul des surcharges cumulées selon la loi de dégressions :

$$\text{Terrasse- } Q_0$$

$$8^{\text{eme-}} \quad Q_0 + Q_1$$

$$7^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$6^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$5^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$4^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5 : n \text{ étant le nombre d'étages}$$

$$3^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$2^{\text{eme-}} \quad Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$1^{\text{ère-}} \quad Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{RDC-} \quad Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{\text{RDC}})$$

$$\text{S/S-} \quad Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{S/S}})$$

Tableau II.1. Récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau

N I V E A U X	Charges permanentes en KN				Charges d'exploitations en KN		Efforts Normaux N_s (KN)		Section des poteaux en cm^2	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	Charges cumulées G_c	Q	Q_c	$N_s = G_c + 1,2Q_c$	$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section choisie $b \times h$
Te	100,94	20,62	0	121,56	121,56	17,05	17,05	142,02	94,68	30x35
08	94,63	20,62	8,03	123,28	244,84	25,57	42,62	295,98	197,32	30x35
07	94,63	20,62	8,03	123,28	368,12	25,57	68,19	449,94	299,96	30x35
06	94,63	20,62	8,03	123,28	491,40	25,57	93,76	603,91	402,60	30 x 35
05	94,63	20,62	10,71	125,96	617,36	25,57	119,33	760,55	507,03	35 x40
04	94,63	20,62	10,71	125,96	743,32	25,57	144,90	917,20	611,46	35 x 40
03	94,63	20,62	10,71	125,96	869,28	25,57	170,47	1073,84	715,89	35 x40
02	94,63	20,62	10,71	125,96	995,24	25,57	196,04	1230,48	820,32	40x50
01	94,63	20,62	15,30	130,55	1125,79	25,57	221,61	1391,72	927,81	40 x 50
RDC	94,63	20,62	20,40	135,65	1261,44	42,62	289,81	1609,21	1072,80	40 x 50
S/ S	94,63	20,62	14,45	129,70	1391,14	42,62	332,43	1790,05	1193,36	40 x 50

6-1 Les vérifications au (RPA 99 ADDENDA 2003)

Pour la zone III

Min (b ; h) = 30 ≥ 30 cm Condition vérifiée

Min (b ; h) ≥ $h_e/20 = 3,06/20 = 15,30$ cm Condition vérifiée

$1/4 < b/h < 4$ Condition vérifiée

6-2 Vérification de poteaux au flambement:

Le calcul de poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$\lambda = l_f/i \leq 50$

λ : Elancement de poteau.

l_f :Longueur de flambement ($l_f = 0,7L_0$).

i : Rayon de giration ($i = [I/B]^{1/2}$).

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$).

B : Section transversale du Poteau ($B=a.b$).

L_0 : Longueur libre de poteau.

Finalemnt $\lambda = 2,42 L_0 / b$

.Poteau du RDC et sous sol :

$$\lambda = 2,42(3,42-0,2)/0,5 = 15,58 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poteau d'étages courants:

$$\lambda = 2,42(3,24-0,2)/0,30 = 24,52 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

7- Les voiles – Noyau central :

Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

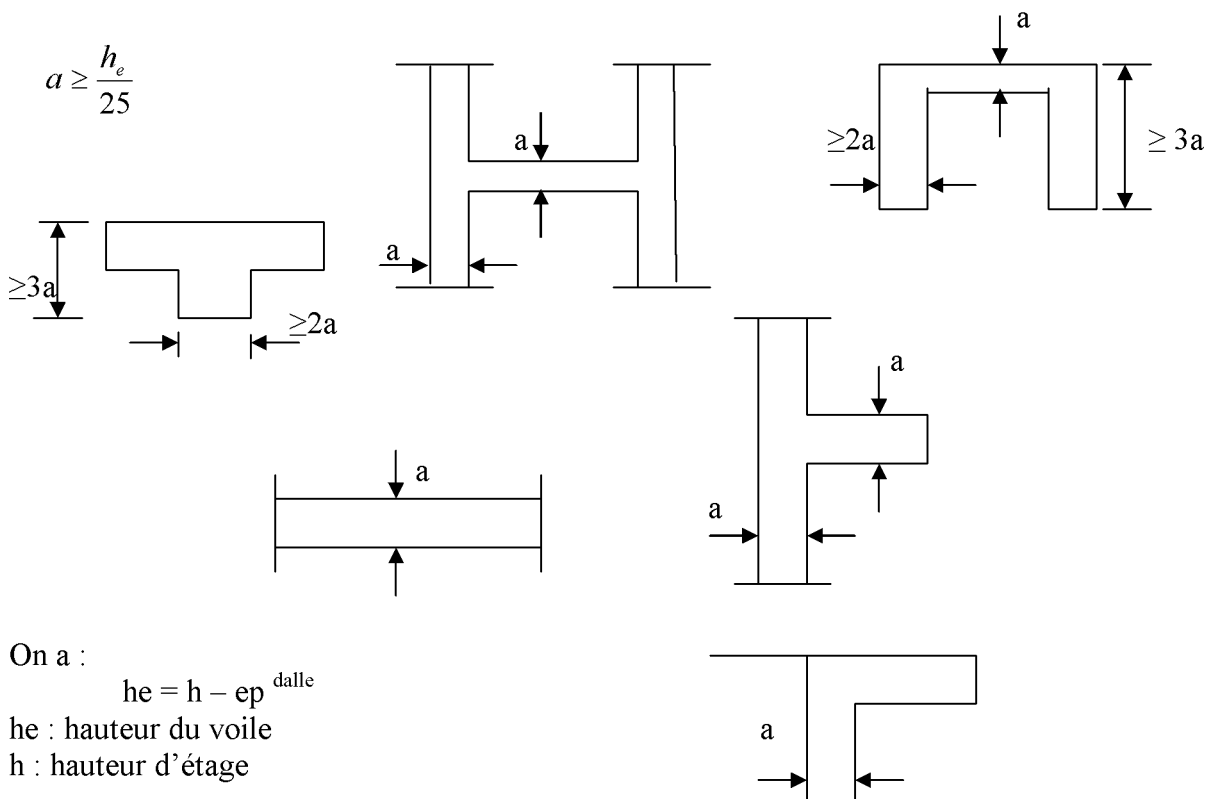
- 1- Ils sont porteurs ce qui leurs permet le transfert des charges verticales.
- 2- Une fonction de contreventement qui garantie la stabilité sous l'action des charges

Horizontales

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA)

➤ Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA99 ADDENDA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est de 15 cm .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :



a)RDC :

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3,88}{25} = 15,52 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3,88}{25} = 15,52 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,88}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

➤ Largeur :

Sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisants à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} = 100 \text{ cm.}$$

Avec $L_{\min} = 105 \text{ cm}$, la condition est vérifiée.

Tous les voiles de structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

CONCLUSION

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

Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16+ 4) \text{ cm}$

Section des poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Section des poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Section des poteaux

S/S, RDC, I, II → $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

III, IV, V → $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

VI, VII, VIII → $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

- épaisseur des voiles $e = 25 \text{ cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction:

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, ils peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

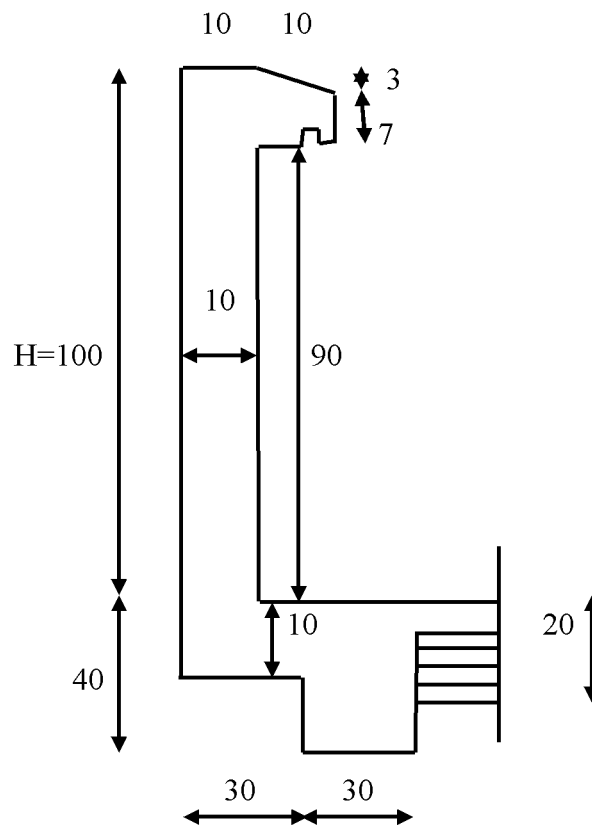
Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers et la poutre palière;
- La salle machine ;
- Les balcons et porte à faux ;
- Les planchers à corps creux et dalles pleines.

III-1- Calcul de l'acrotère :

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

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



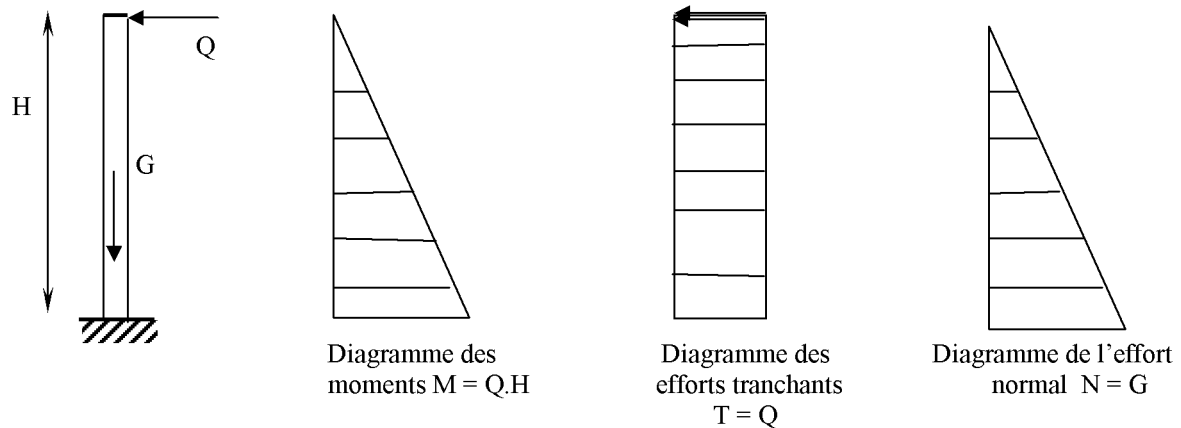


Fig III-1 : Schéma statique de l'acrotère.

❖ Calcul le poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton et $\rho_{ba} = 25\text{MPa}$

S : Section transversale

$$G = \left[(1,00 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 2,712 \text{ KN/ml}$$

III.1.1. Calcul de la console :

$$L = 0,30 \text{ m} \quad ; \quad e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{0,30 \times 100}{10} = 3 \text{ cm.}$$

On prend : $e_p = 10 \text{ cm}$

a) Calcul des sollicitations

Poids propre de la console $G = 1,00 \times 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement = $1,36 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 1 \times 1,00 = 1,00 \text{ KN/ml}$

❖ Effort horizontal :

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

III-1-2- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

❖ La combinaison est : $Q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$Q_u = 1,35 \times 3,86 + 1,5 \times 1 = 6,711 \text{ KN/ml}$$

$Q_u = 6,711 \text{ KN/ml}$

❖ Effort normal du à G :

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 3,86 = 5,211 \text{ KN / ml}$

$N_u = 5,211 \text{ KN / ml}$

❖ Moment de flexion du à Q :

$M_p = 1,5 \times H = 1,5 \times 1,00 = 1,50 \text{ KN.m}$

$M_p = 1,50 \text{ KN.m}$

b- A L'ELS :

❖ La combinaison est : $Q_s = G + Q$

$Q_s = 3,86 + 1 = 4,86 \text{ KN/ml}$

❖ Effort normal de compression

$N_s = 1 G = 3,86 \times 1 = 3,86 \text{ KN/ml}$

❖ Moment de flexion

$M_s = M_Q = 1,00 \text{ KN.m}$

III-1-3- Détermination du ferrillage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}$ (c: Enrobing)

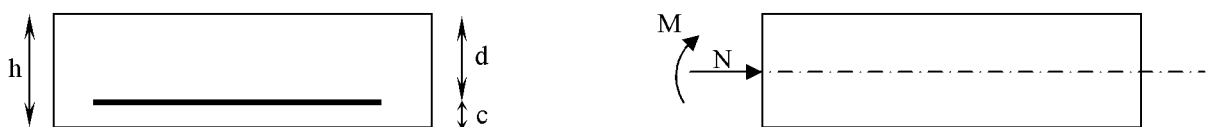
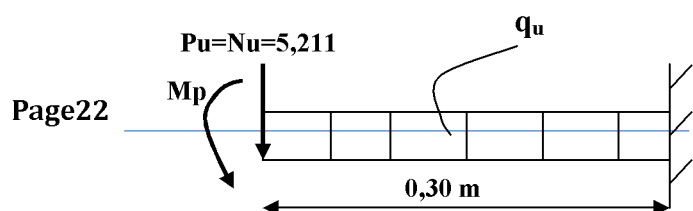


figure III-2 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

a- Calcul à L'ELU :

❖ Calcul du moment de sollicitation

La section dangereuse est la section d'encastrement de la console.



$$M(L) = P_u \cdot L + \frac{q_u L^2}{2} + M_p$$

$$M(L) = 5,211 \times 0,3 + 6,711 \times \frac{0,30^2}{2} + 1,5$$

$$M_u = 3,365 \text{ KN.m.}$$

$$T(L) = q_u \cdot L + P_u$$

$$T_U = 6,711 \times 0,3 + 5,211$$

$$T_U = 7,224 \text{ KN.}$$

b-Calcul à L'ELS :

$$M(L) = P_s \cdot L + \frac{q_s L^2}{2} + M_p$$

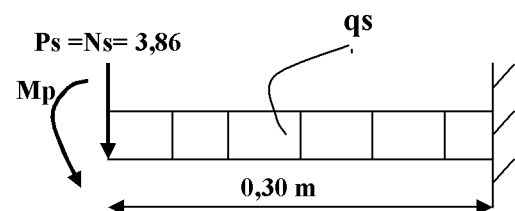
$$M(L) = 3,86 \times 0,30 + 4,86 \times \frac{0,30^2}{2} + 1$$

$$M_s = 2,376 \text{ KN.m.}$$

$$T(L) = q_s \cdot L + P_s$$

$$T_s = 4,86 \times 0,3 + 3,86$$

$$T_s = 5,318 \text{ KN.}$$

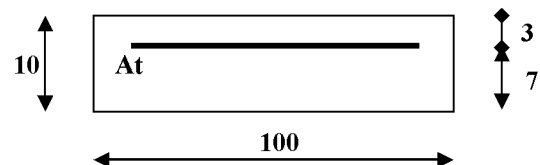


❖ **Calcul les armatures a L'ELU en flexion simple:**

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,365 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\mu u = 0,048 < \mu_R = 0,392$$



$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA).

$$\mu_u = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

Donc : $A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,365 \times 10^3}{0,975 \times 7 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$ **Soit : 4HA8 (2,01 cm²)**

On opte pour des armatures **4HA8 (2.01 cm²)** avec un espacement e=25cm.

• **Armatures de répartitions :**

$$A^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 4HA8 (2,01 cm}^2\text{)}$$

On opte pour des armatures **4HA8 (2,01cm²)** avec un espacement $e=25\text{cm}$.

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres :

Armatures principales $St < \min(3h, 33\text{cm}) = (3 \times 10, 33\text{cm}) = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

Armatures de répartitions $St < \min(4h, 45\text{cm}) = (4 \times 10, 45\text{cm}) = 40\text{cm} > 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL91/Art 5.1.1)**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0021 \text{ KN / cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée Donc pas de risque au cisaillement

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1.3)**

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

Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : pour les barres à haute adhérences (HA)

1 : pour les barres ronds lisse (RL)

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

Avec :

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

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

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,0236 \text{ MPa}$$

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

La longueur de scellement droit (BAEL91/Art1.2.2)

$$L_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

.2) Influence des efforts tranchants aux appuis :

- **Vérification de la compression du béton**

$$T_{U_{\max}} \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; a = 0,9d.$$

$$T_{U_{\max}} \leq 0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 70 \times \frac{25}{1,5} = 420 \text{ KN.}$$

$$T_{U_{\max}} = 5 \text{ KN} < 420 \text{ KN. condition vérifiée .}$$

- **Ancrage des barres :**

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\zeta_{se}}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28}}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement.

Φ : diamètre de la barre.

f_e : la limite élastique.

Ψ_s : coefficient de scellement des barres.

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton à la traction.

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 28,22 \text{ cm}$$

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 0,8 = 35 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons pratiques, on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le **BAEL91 (Art A6.1.253)** est fixée pour les aciers

HA à :

$$L_r = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{on prend } L_r = 15 \text{ cm}$$

a- Vérification à L'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée

comme préjudiciable. Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

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

❖ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration ($\emptyset = 6 \text{ mm}$).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,66, 201,63 \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow K_1 = 43,82$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 77,675 \text{ MPa}$$

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

❖ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 77,675 = 1,772 \text{ MPa}$$

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

CALCUL DE L'ACROTÈRE :**a) Combinaisons de charges:**

- **A L'ELU :** La combinaison est : **1,35G +1,5Q**

$$N_U = 1,35N = 1,35 \times 2,712 = 3,661 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5M = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- **A L'ELS :** La combinaison est : **G +Q**

$$N_S = N = 2,712 \text{ KN}$$

$$M_S = 1 \text{ KN.m}$$

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

b) Ferrailage de l'acrotère:**Calcul des armatures a l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

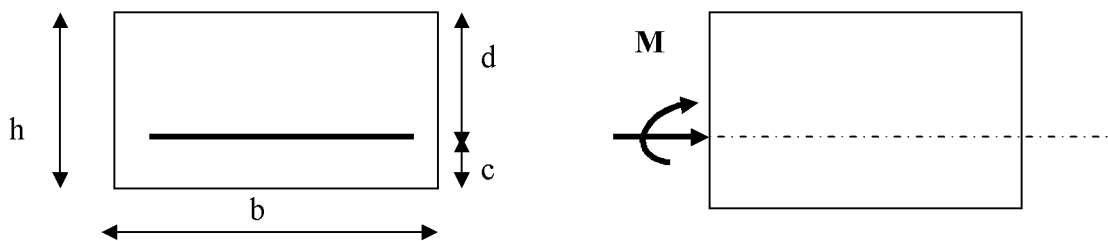


Fig III -3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec : $b = 1\text{m}$, $h = 0,1\text{m}$, $d = 0,07\text{m}$, $c = 0,03\text{m}$

- **Calcul de l'excentricité (centre de pression) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,5}{3,661} = 0,41\text{m} = 41\text{cm}$$

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

a. Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

Avec :

M_U : moment du a la compression;

N_u : effort de compression;

e_u : l'excentricité

C : l'enrobage

C_p : centre de pression

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet de moment fictif, ensuite à la flexion composée dont la section d'armatures sera déduite de celle déjà trouvée auparavant.

- **Calcul en flexion simple:**

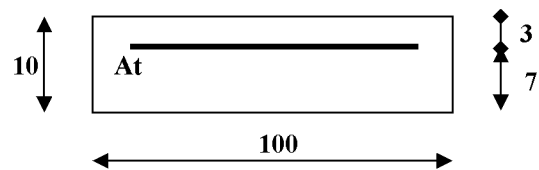
- **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g, \quad \text{avec } g = e_u + (h/2) - c$$

g : distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section des

Armatures tendues.

$$M_f = 3,661 \times (0,41 + 0,1/2 - 0,03) = 1,574 \text{KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,574 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_R = 0,392$$

$\mu_b < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives (en flexion simple):**

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,574 \times 10^3}{0,989 \times 7 \times 348} = 0,65 \text{cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,65 - \frac{3,661 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,10 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0,10 \text{cm}^2$$

III-1-3) Vérifications à l'ELS :

1-3-1) Sections d'armatures:

a)- Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2,1)

$$\text{On a : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2,712} = 0,369 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{st}$ la section n'est pas vérifiée,

Donc : on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$

Soit: **4 HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement **S_t = 25cm**.

➤ **Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = (2,01/4) = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec : **S_t = 25cm**

b)- Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

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

$$V_u = T_U = 1,5 \text{ KN} = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

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

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

Ψ_s : coefficient de scellement ; ($\Psi_s=1$ pour aciers lisses,
 $\Psi_s = 1.5$ pour aciers HA)

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

Avec :

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

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

n: nombre des barres

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{1,5}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,023 \text{ MPa}$$

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

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art 6.1, 221)

$$L_S = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

❖ Dans les aciers:

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/ART4.5,32})$$

Avec :

$\eta = 1.6$; coefficient de fissuration préjudiciable (acier HA) $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,66, 201,63 \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow K_1 = 43,82$$

$$D'où : \sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 77,675 MPa$$

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

❖ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 77,675 = 1,772 MPa$$

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

e) Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone Sismique et le groupe d'usage.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

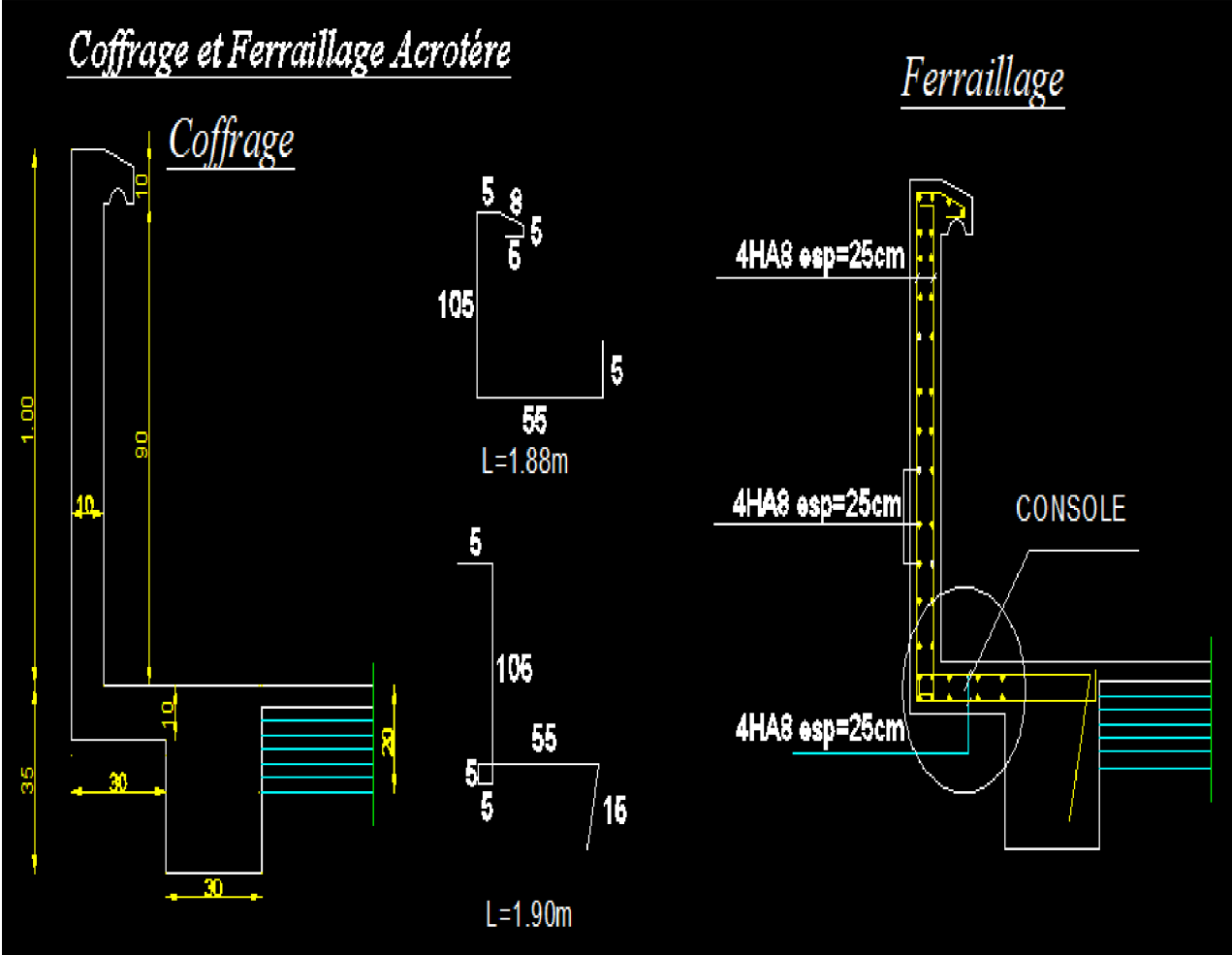
$$\text{On a : } A = 0,25, C_p = 0,3, W_p = 2,712 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 2,712 = 0,813 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p < Q \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p ; d'où le Ferrailage adopté précédemment est convenable.



III.2.PLANCHER EN CORPS CREUX:

Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.2.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage des barres (treillis soudés).

L'espaceur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.2.1.1. Calcul des armatures

La largeur de l'hourdis

$50cm \leq L' \leq 80cm$ Avec L' : entre axes des poutrelles

$L' = 65 cm.$

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 cm^2 / ml$$

$$\text{Soit } 6\emptyset 5 = 1,17 cm^2$$

$$f_e = 520 MPa \quad \text{Avec : TLE 520 } (\emptyset < 6cm)$$

Avec : $e = 15 cm.$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,585 cm^2 / ml.$$

Soit $A = 6\emptyset 5 = 1,17 cm^2 / ml$ avec $e = 15 cm.$

On opte pour treillis soudé de (5x5x150x150) mm.

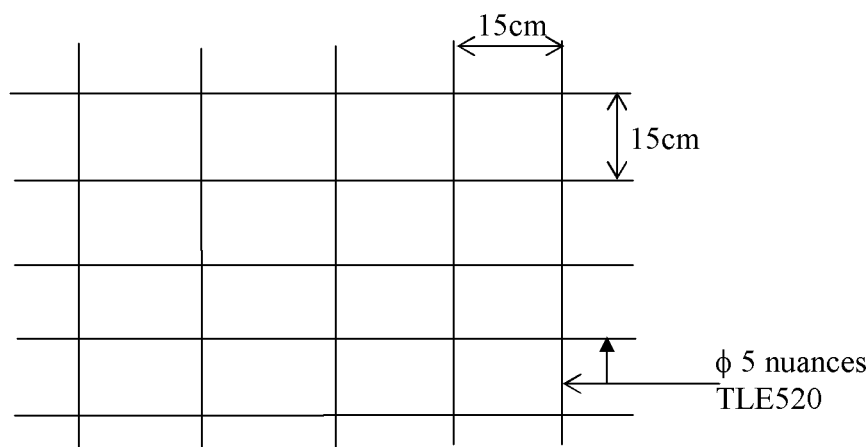


Figure III.2.1 : Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520)

De dimension (5x5x150x150) mm².

III.2.1.2. Calcul de la poutrelle :

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, C'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8 h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (L= 65 -12 = 53 cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée (L₁ = 455 cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4cm).

b) Application :

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 45 ; 32)$$

$$b_1 = 26,50 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

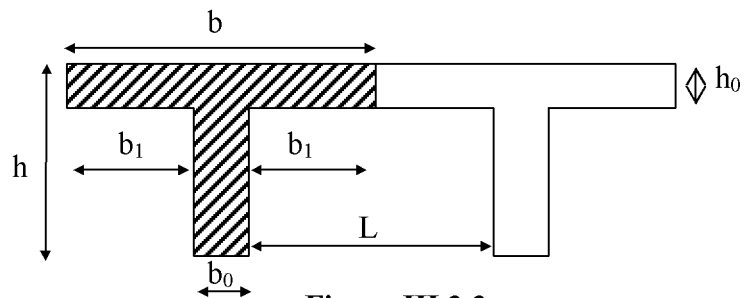


Figure III.2.2

Remarque:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

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

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements :

Poids propre de la poutrelle G = 0,04 x 0,12 x25 = 0,12 KN/ml

Poids des corps creux..... G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 KN/ml

D'où : G=G+G' \longrightarrow G=0,74KN/ml

Poids de la main d'œuvre..... Q = 1x0,65=0,65 KN/ml

La hauteur de la poutrelle est de h = 20cm

La hauteur de la dalle de compression...h₀ = 4 cm

La largeur de la nervure b₀ =12 cm

Enrobage c = 2 cm

La hauteur utile d = 18 cm

La largeur de la dalle de compression ... b = 65 cm

2) Ferrailage à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

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

$$Q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 1,974 \times (4,55)^2 / 8 = 5,11 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

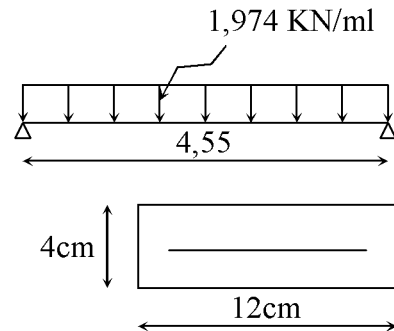
$$T = q.L / 2 = 1,974 \times 4,55 / 2 = 4,49 \text{ KN}$$

3) Ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5,11 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,50 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

**4) Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite ; impossible de placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenue par le calcul, il est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (Espacement entre étais : 80 à 120 cm).

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

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

Poids propre du plancher :

$$G = 5,55 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ ml.}$$

La combinaison de charge :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,61 + 1,5 \times 0,975 = 6,332 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3,61 + 0,975 = 4,582 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Méthode forfaitaire :**a- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

H₁ : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml.

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,61 = 7,22 \text{ KN / mL}$$

$$Q = 0,975 \leq \max \left\{ 7,22 ; 5 \right\} = 7,22 \text{ KN / mL} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

H₂ : Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

⇒ La condition est vérifiée.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,30}{4,55} = 0,72 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_1} = \frac{4,55}{3,30} = 1,38 \quad ;$$

⇒ Condition n'est pas vérifiée.

H₄ : La fissuration est non préjudiciable ⇒ Condition est vérifiée.

On remarque que le 3^{ème} conditions n'est pas vérifiées.

On conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc en calcul par la méthode des trois '3' moments.

III.2.3. Méthode des trois moments :

- Rappel sur la méthode des trois moments :

- Présentation de la méthode :

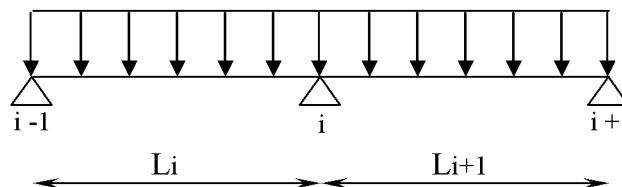
➤ Moment aux appuis :

$$M = M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6E(W_i^g + W_i^d) \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$ $W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement



➤ Moment en travées :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c'est-à-dire

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

➤ Efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour $X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

➤ **ETUDE DE PLANCHER D'UNE ETAGE COURANT :**

ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q$

$$Qu = (1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 1,5) \cdot 0,65 = 6,332 \text{ KN/m}$$

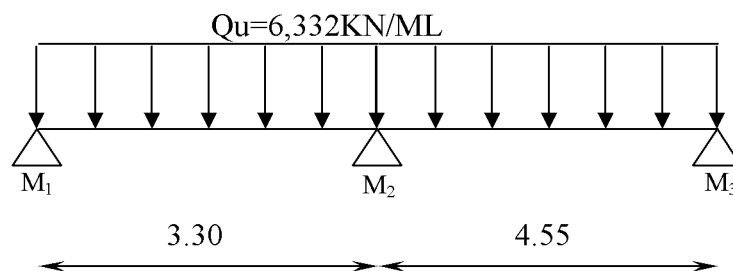
ELS : $qs = G + Q$

$$Qs = (5,55 + 1,5) \cdot 0,65 = 4,582 \text{ KN/m}$$

➤ **CALCUL A L'ELU :**

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc :



M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement .

a) Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $6,60 M_1 + 3,30 M_2 = -56,88$ ----- (1)

L'appui 2 : $3,30 M_1 + 15,70 M_2 + 4,55 M_3 = -205,99$ ----- (2)

L'appui 3 : $4,55 M_2 + 9,10 M_3 = -149,11$ ----- (3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -4,20 \text{ KN.m} \qquad M_2 = -8,83 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -11,97 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appuis « i » est donné par la relation suivante :

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

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \qquad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2) → x = 1,58 m → M_{1 max} (1,58) = 6,49 KN.m

Travée (2-3) → x = 2,24 m → M_{2 max} (2,24) = 12,94 KN.m

N.B :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis, et on aura aux appuis les résultats suivants :

M₁ = -1,40 KN.m

M₂ = -2,94 KN.m

M₃ = -3,99 KN.m

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis pour toutes les travées avec l'augmentation des moments de 1/3:

Travée (1-2) → x = 1,58 m → M_{1 max} (1,58) = 8,65 KN.m

Travée (2-3) → x = 2,24 m → M_{2 max} (2,24) = 17,25 KN.m

c) Calcul des efforts tranchant :

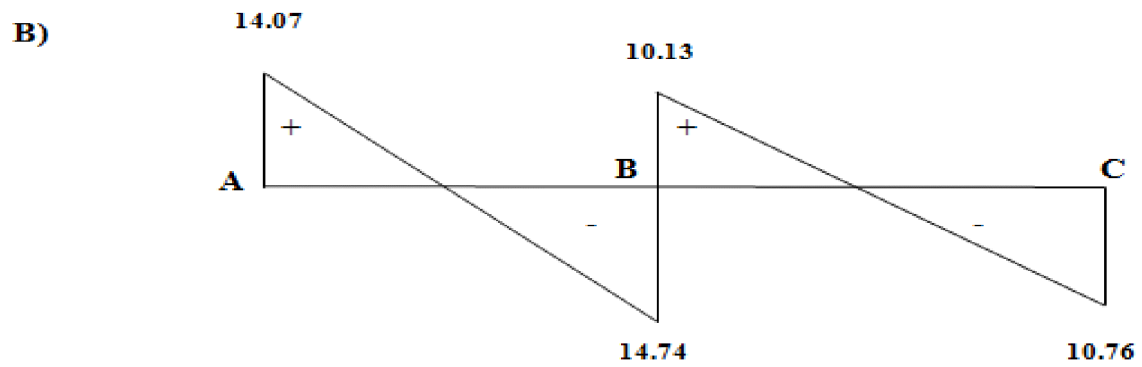
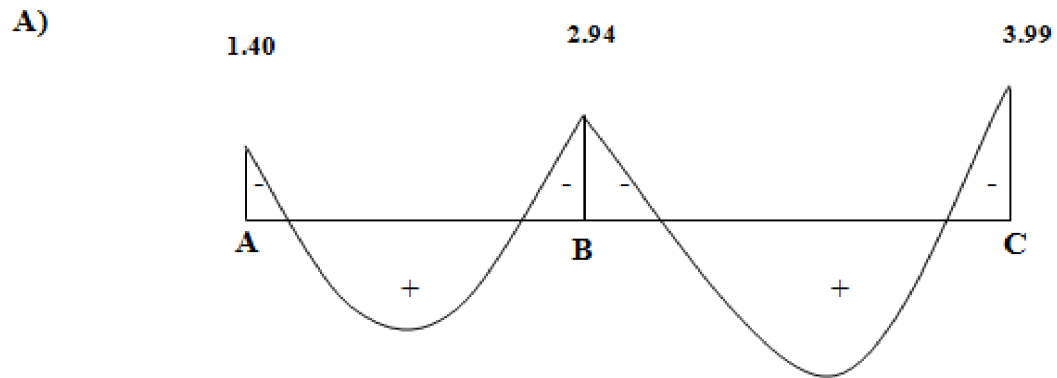
$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appuis « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Au niveau d'un appuis « i+1 », } V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau III.2.1 : Calcul des efforts tranchants

Travée	longueur	T _i (x=0) KN	T _{i+1} (x=l _i)	X(m)	M _{max} [KN.m]
Travée 1-2	3,30	14,07	-14,74	1,58	8,65
Travée 2-3	4,55	10,13	-10,76	2,24	17,25

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a L'ELU :



III.2.4. calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 17,25 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3,99 \text{ KN.m}$$

A-calcul à l'ELU :**➤ Armatures en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 17,25 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{17,25 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,058 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{17,25 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,84 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 3,87 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3,99 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,013 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{3,99 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,64 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71\text{mm}$$

$$\phi \leq 5.71\text{mm} \quad \text{On prend } \phi = 8\text{mm}$$

On adopte : 1HA8 $\Rightarrow A_t = 0,5 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2\text{cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,50 \times 235}{12 \times 0,4} = 24,5\text{cm}$$

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

B- Vérification à l'ELU :

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \langle \text{Fissuration peu nuisible} \rangle$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,68\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,68\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 3,87\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,92\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 14} = 1,03 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129,76 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 14,07 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 14,74 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1,92 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14,07 + \frac{3,99}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,92 \text{ cm}^2 \geq 1,1 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 3,87 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14,74 + \frac{2,94}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,87 \text{ cm}^2 \geq 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Calcul des scellements droits : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

- vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

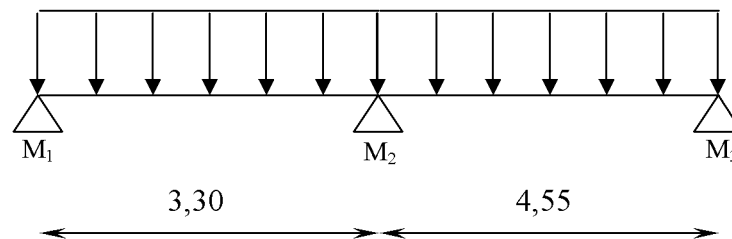
On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3x \frac{25}{1,5} = 21,66 MPa$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14,74x10^3}{0,9x180x120} = 0,76 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.5. calcul à l'ELS :

$$Q_s = 4,582 \text{ KN/ML}$$



M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

a) Calcul des efforts :

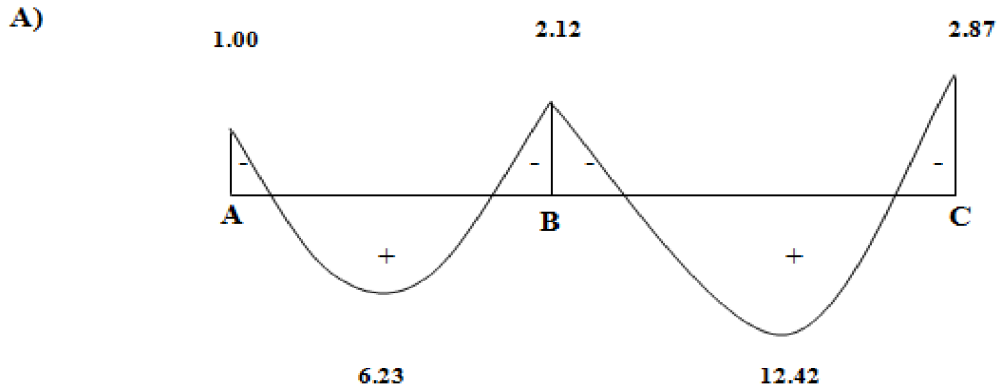
Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, Ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS

Il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

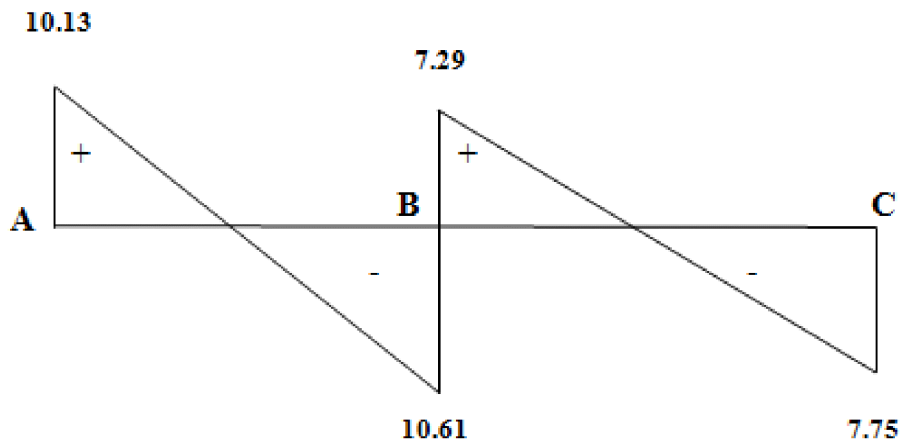
$$q_s = 4,582 \text{ KN/ml} \quad \frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme suivant :

➤ Diagramme des moments fléchissant et l'efforts tranchants a L'ELS:



B)



Etat limite de la compression :

- En travées : $M_t^{\max} = 12,42 \text{ KN.m}$

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

Si la section rectangulaire, soumise à la flexion simple armée d'acier FeE400 c'est inutile de vérifier σ_{bc} si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma_{us}}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,25}{12,42} = 1,39$$

$$\mu_b = 0,058 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0747$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,39 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,0747 < 0,44 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 2,87 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,99}{2,87} = 1,39$$

$$\mu_b = 0,013 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0176$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,39 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,0176 < 0,44 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,87 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 1,92} = 83,3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification des ouvertures des fissures:**

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

- **Etat limite de déformation :** (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure

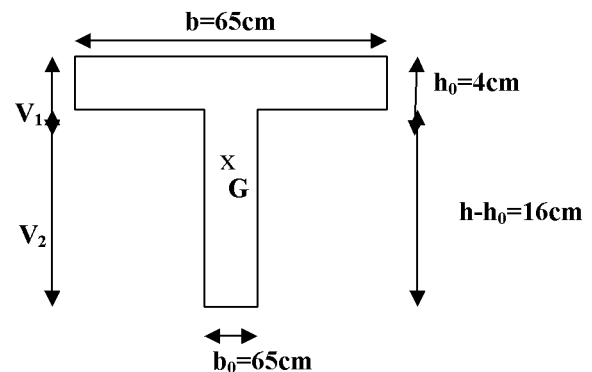
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

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

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$



Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700x\sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

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

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times (h - b_0) + bh_0 + 15A$$

$$B_0 = 12x(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 1,92 = 480,80 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,87 \times 18 = 3868,90 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3868,90}{480,80} = 8,05 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8,05 = 11,95 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (8,05^3 + 11,95^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (8,05 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1,92 (11,95 - 2)^2$$

$$I_0 = 19806,26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{1,92}{12 \times 18} = 0,0088$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0088 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1,87$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,75$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0088 \times 83,63 + 2,1} = 0,73$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 19806,26}{1 + 1,87 \times 0,73} = 9211,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 19806,26}{1 + 0,75 \times 0,73} = 14078,76 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{12,42 \times (4,55)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 9211,82} = 0,86 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

$f_i < 0,91 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

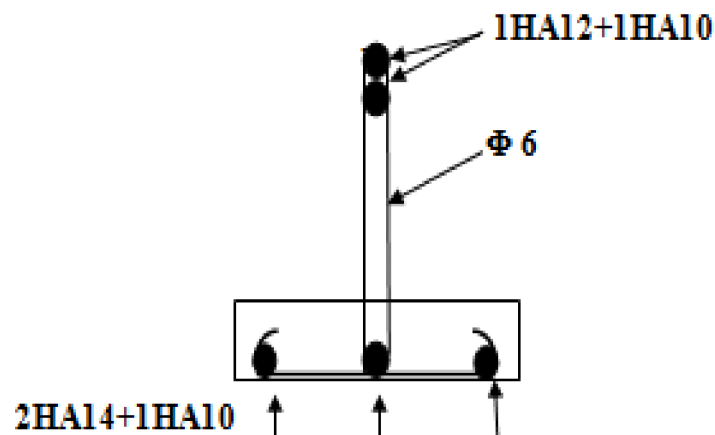


Fig : III.2.3. Ferrailage de la poutrelle.

III.2.6 : ETUDE D'UN PLANCHER DE R-D-C :

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

$$Q_u = (1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,31 \text{ KN/m}$$

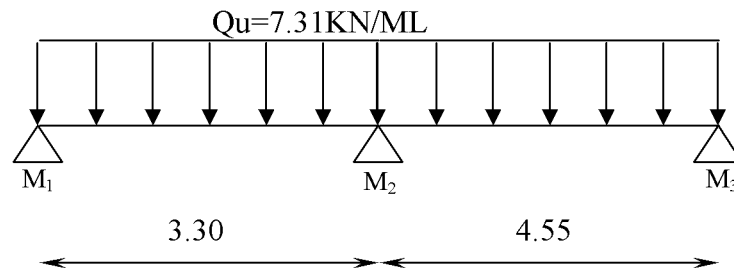
ELS : $q_s = G + Q$

$$Q_s = (5,55 + 2,5) \times 0,65 = 5,23 \text{ KN/m}$$

➤ **CALCUL A L'ELU :**

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appuis de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc :



M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement .

a) Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $6,60 M_1 + 3,30 M_2 = -65,67$ ----- (1)

L'appui 2 : $3,30 M_1 + 15,70 M_2 + 4,55 M_3 = -237,81$ ----- (2)

L'appui 3 : $4,55 M_2 + 9,10 M_3 = -172,14$ ----- (3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -4,85 \text{ KN.m}$

$M_2 = -10,19 \text{ KN.m}$

$M_3 = -13,82 \text{ KN.m}$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2) $\rightarrow x = 1,58 \text{ m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(1,58) = 7,47 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 2,24 \text{ m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,24) = 14,95 \text{ KN.m}$

N.B :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis, et on aura aux appuis les résultats suivants :

$M_1 = -1,62 \text{ KN.m}$

$M_2 = -3,40 \text{ KN.m}$

$M_3 = -4,61 \text{ KN.m}$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis pour toutes les travées avec l'augmentation des moments de 1/3:

Travée (1-2) $\rightarrow x = 1,58 \text{ m} \quad \rightarrow M_{1 \max}(1,58) = 9,96 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 2,24 \text{ m} \quad \rightarrow M_{2 \max}(2,24) = 19,93 \text{ KN.m}$

c) Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

} les moments seront
} en valeur absolue

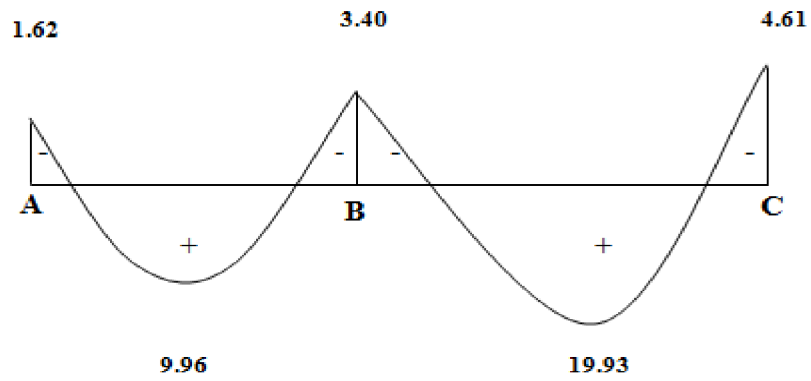
➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.2.2 :Calcul des efforts tranchants

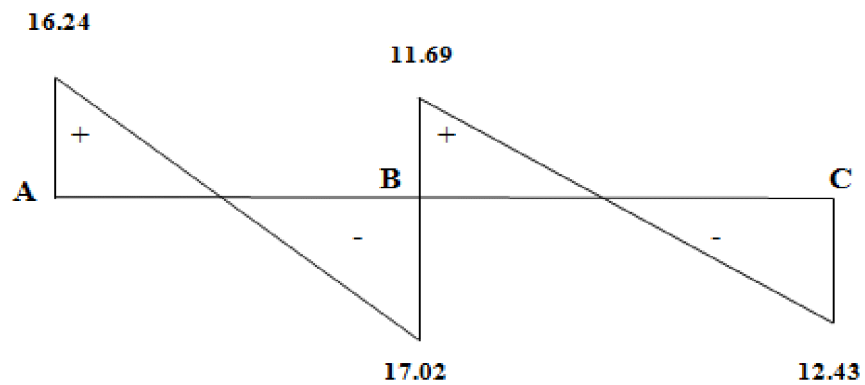
Travée	longueur	$T_i(x=0) \text{ KN}$	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{\max} [\text{KN.m}]$
Travée 1-2	3,30	16,24	-17,02	1,58	9,96
Travée 2-3	4,55	11,69	-12,43	2,24	19,93

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a L'ELU :

A)



B)



III.2.7. calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 19,93 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,61 \text{ KN.m}$$

A-calcul à l'ELU :**➤ Armatures en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 19.93 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{19,93 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,066 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,066 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{19,93 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 3,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,29 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 3,87 \text{ cm}^2$$

Armatures aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,61 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,015 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{4,61 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,74 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5,71\text{mm}$$

$$\phi \leq 5,71\text{mm} \quad \text{On prend } \phi = 8\text{mm}$$

On adopte : 1HA8 $\Rightarrow A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

➤ **-Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2\text{cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,50 \times 235}{12 \times 0,4} = 24,5\text{cm}$$

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

B- Vérification à l'ELU :

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \langle \text{Fissuration peu nuisible} \rangle$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,79\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,79\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \langle \text{Condition vérifiée} \rangle$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 3,87 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,92 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,02 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 14} = 1,19 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,19 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.267b_0 \times a \times f_{e28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129,76 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 16,24 \text{KN} < 129,76 \text{KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 17,02 \text{KN} < 129,76 \text{KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

Appuis de rive :

$$A = 1,92 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (16,24 + \frac{4,61}{0,9 \times 0,18}) = 1,28$$

$$A = 1,92 \geq 1,28 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 3,87 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (17,02 + \frac{3,40}{0,9 \times 0,18}) = 1,09 \text{cm}^2$$

$$A = 3,87 \geq 1,09 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Calcul des scellements droits : (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

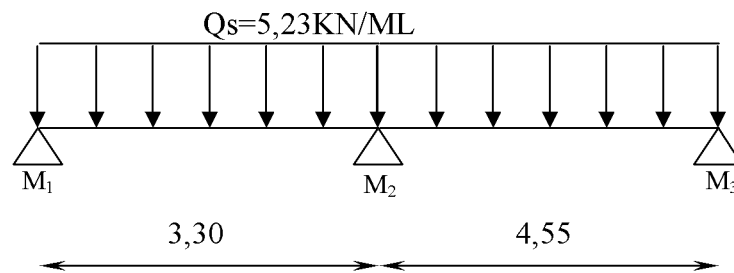
- **vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{17,02 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,87 < \bar{\sigma}_{bc} \text{ «Condition vérifiée»}$$

III.2.8. CALCUL A L'ELS :



M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

a) Calcul des efforts :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, Ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS

Il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

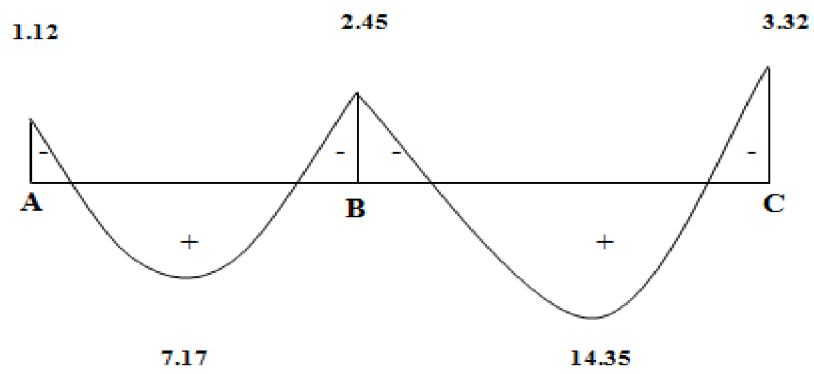
$$q_s = 5,23 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

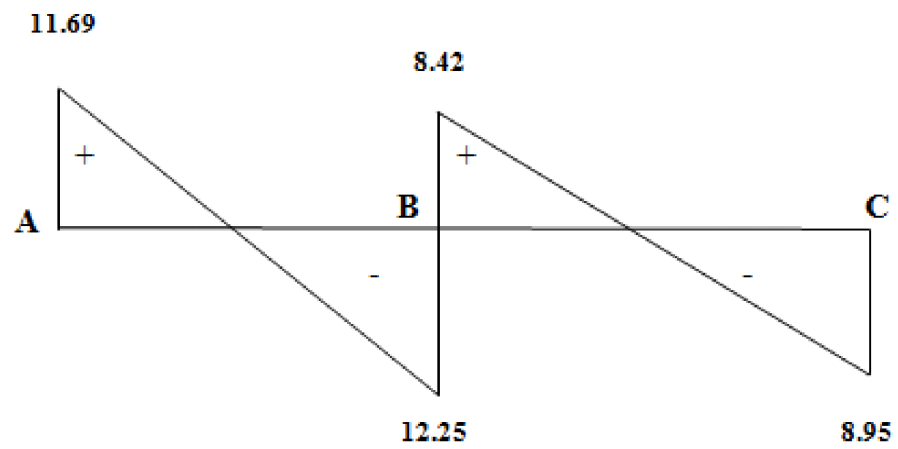
Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme suivant :

Diagramme des moments fléchissant et l'efforts tranchants a L'ELS :

A)



B)



Etat limite de la compression :

- **En travées :** $M_t^{\max} = 14,35 \text{ KN.m}$

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

Si la section rectangulaire, soumise à la flexion simple armée d'acier FeE400 c'est inutile de vérifier σ_{bc} si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma_{us}}{d} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,93}{14,35} = 1,39$$

$$\mu_b = 0,066 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0854$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,39-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,0854 < 0,44 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 3,32 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4,61}{3,32} = 1,39$$

$$\mu_b = 0,015 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,39-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,0201 < 0,44 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,32 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 1,92} = 96,84 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des ouvertures des fissures:**

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

➤ **Etat limite de déformation :** (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,60}{F_e}$$

➤ Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure

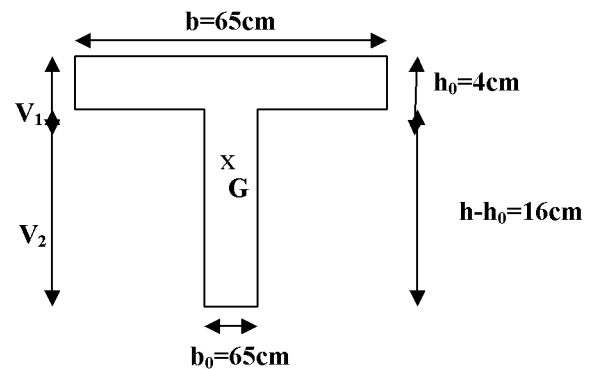
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0,044 < \frac{1}{16} 0,062 \quad \text{«condition n'est pas vérifiée »}$$

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

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

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times (h - b_0) + b h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 1,92 = 480,80 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,87 \times 18 = 3868,90 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3868,90}{480,80} = 8,05 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8,05 = 11,95 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(8,05^3 + 11,95^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (8,05 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1,92 \times (11,95 - 2)^2$$

$$I_0 = 19806,26 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{1,92}{12 \times 18} = 0,0088$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0088 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,87$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,75$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0088 \times 96,84 + 2,1} = 0,67$$

$$I_{fi} = \frac{1,1}{1 + \lambda_i} \frac{I_0}{\mu} = \frac{1,1 \times 19806,26}{1 + 1,87 \times 0,67} = 9670,60 \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1}{1 + \lambda_v} \frac{I_0}{\mu} = \frac{1,1 \times 19806,26}{1 + 0,75 \times 0,67} = 14500,43 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{14,35 \times (4,55)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 9670,60} = 0,90 \text{cm} \leq \frac{L}{500} = 0,91 \text{cm}$$

$f_i \leq 0,91 \text{cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Fig.III.2.3 Ferrailage de la poutrelle

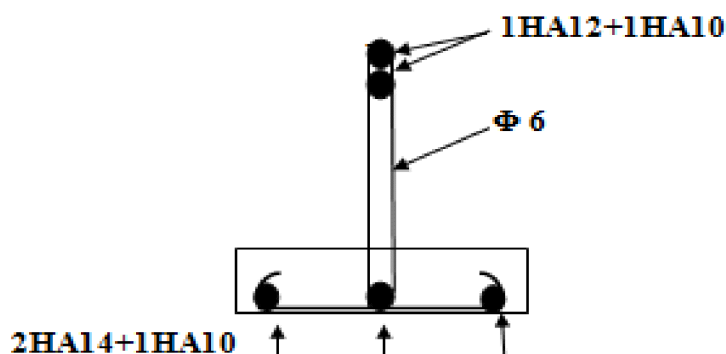


Fig.III.2.3 Ferrailage de la poutrelle

III.3.Plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur trois

Appuis

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{455}{30} = 15,17 \text{ cm}$$

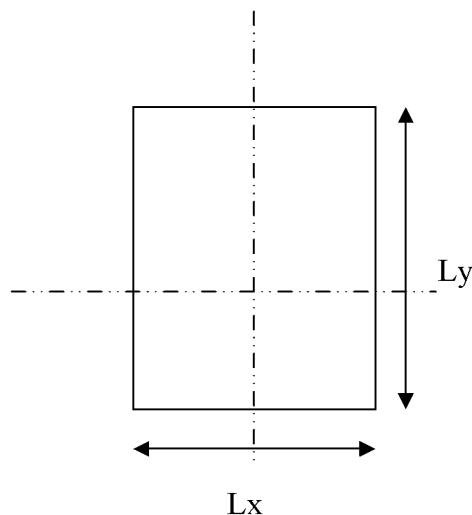
$H_t \geq 15,17 \text{ cm}$ on prend une épaisseur de 20 cm.

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA.

III.3.1.Calcul à L.E.L.U :

On utilise la méthode préconisée par le BAEL91.

On commence par considérer les dalles rectangulaires chargées uniformément et articulées sur leur contour.



Pour les dalles rectangulaires on définit les portées mesurées entre nus des appuis L_x, L_y avec

$L_x \leq L_y$; ainsi que le rapport des portées $\rho : \rho = L_x / L_y$. ($\rho \leq 1$)

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L^2_x$.
 - dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de ρ et de v

On prends :

$$v=0 \text{ à l'ELU.}$$

$$v=0.2 \text{ à l'ELS.}$$

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux, en rendusant le moment en travées, après on calcul les moments en appuis.

Pour les panneaux considérés continus au delà de leurs appuis :

Moment en travée : $0,75M_x$ et $0,75M_y$.

Moment en appuis : $0,5M_x$ et $0,5M_y$.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du la dalle pleine :

- **Tableau III.3.1: Charges permanentes du DP :**

Eléments		Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Dalle pleine ($e_p=0.20m$)		25x0,20	5,00
Revêtements	Carrelage	22x0,02	0,44
	Mortier de pose	18x0,03	0,54
	Couche de sable	22x0,03	0,66
	Enduit de ciment	20x0,02	0,40
Somme (G)			7,04

A-Combinaison des charges :

a)plancher terrasse :

$$G=7,04 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1,00\text{KN/m}^2$$

$$q_u=1,35G+1,5Q=11,00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s=G+Q=8,04 \text{ KN/m}^2.$$

b) plancher d'étage courant :

$$G=7,04 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u=1,35G+1,5Q=11,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s=G+Q=8,54 \text{ KN/m}^2$$

c) plancher du RDC étage de service :

$$G=7,04 \text{ KN/m}^2 \quad Q=2,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u=1,35G+1,5Q=13,25 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s=G+Q=9,54 \text{ KN/m}^2$$

NB : le calcul se fera pour le plus chargé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,55}{4,90} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 \quad \mu_y = 0,841$$

$$M_x = 0,0428 \times 13,25 \times (4,55)^2 = 11,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,841 \times 11,74 = 9,87 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement on multiplie les moments trouvés par des coefficients :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{xt} = 0,75 \times 11,74 = 8,80 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,75 \times 9,87 = 7,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_{xa} = 0,5 \times 11,74 = 5,87 \text{ KN.m} \\ M_{ya} = 0,5 \times 9,87 = 4,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B- Ferrailage :

En travée :

Sens X-X

$$\mu_b = \frac{Mt}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,80 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_x = \frac{Mt}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{8,80 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2.$$

On adopte 2HA12 = 2,26 cm² avec un espacement : e=25cm

Sens Y-Y :

$$\mu_b = \frac{Mt}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,40 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_y = \frac{Mt}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{7,40 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

On adopte $2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e=25\text{cm}$

Aux appuis:

Sens X-X

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,87 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_x = \frac{Ma}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{5,87 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2.$$

On adopte $2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e=25\text{cm}$

Sens Y-Y:

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,93 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,011 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,994.$$

$$A_y = \frac{Ma}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{4,93 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

On adopte $2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e=25\text{cm}$

III.3.3. Vérification à l'ELU

a-Condition de non fragilité :

Armatures parallèles à L_x (armatures supérieures) :

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$$\rho_0 = 0,8\text{‰} \text{ pour } HAF e400$$

$$A_{\min} = 0,0008 \frac{3 - 0,93}{2} 100 \times 20 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition verifier}$$

Avec : A_{\min} : section minimale d'armatures.

ρ_0 = Taux d'aciers.

Armatures parallèles à L_y (armatures inférieures) :

$$A_{\min} = \rho_0 bh$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 20 \times 100 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$P = q_u \times l_x \times L_y = 13,25 \times 4,55 \times 4,90 = 295,41 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_y \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{195,41}{2 \times 4,9 + 4,55} = 20,59 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de } L_x \text{ on a : } V_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{295,41}{3 \times 4,90} = 20,09 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa.} \quad \text{et } V_u = q_l / 2 = 13,25 \times 4,90 / 2 = 32,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32,46 \times 10}{1000 \times 180} = 0,0018 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$\tau_{se} = \frac{20,59 \times 10}{0,9 \times 18 \times 1 \times 3,14 \times 1,4} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

d- Vérification des Ancrages des barres :

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 35,3 \varphi$$

$$L_s = 35,3 \times 1,4 = 49,42 \text{ cm}$$

e- Vérification des Espacements des barres :

Armatures principales $S_i \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ l'espace est vérifié.

Armatures secondaires $S_t \leq \min\{4h, 45\}\text{cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ l'espace est vérifié.

III .3.4 Vérification de l'E.L.S :

1) Les moments à l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 7,04 + 2,5 = 9,54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{4,55}{4,90} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0500 \quad \mu_y = 0,891$$

$$M_x = 0,050 \times 9,54 \times (4,55)^2 = 9,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,891 \times 9,87 = 8,79 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement on multiplie les moments trouvés par des coefficients :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{xt} = 0,75 \times 9,87 = 7,40 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,75 \times 8,79 = 6,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_{xa} = 0,5 \times 7,40 = 3,70 \text{ KN.m} \\ M_{ya} = 0,5 \times 6,59 = 3,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Conclusion:

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes

2) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 18} = 0,125 \rightarrow \beta_1 = 0,941 \rightarrow k_1 = 69,75 \rightarrow k = 0,014$$

Selon (xx) :

$$\sigma_s = \frac{M'_x}{\beta_1 A d} = \frac{7,40 \times 10^3}{0,941 \times 2,26 \times 18} = 193,31 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

Selon (yy) :

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \cdot A \cdot d} = \frac{3,70 \times 10^3}{0,941 \times 2,26 \times 18} = 96,66 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

3) Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Selon (xx) :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0,014 \times 193,31 = 2,71 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 2,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon (yy) :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0,014 \times 96,66 = 1,35 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 1,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Etat limite de fissuration :

La fissuration est peut préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

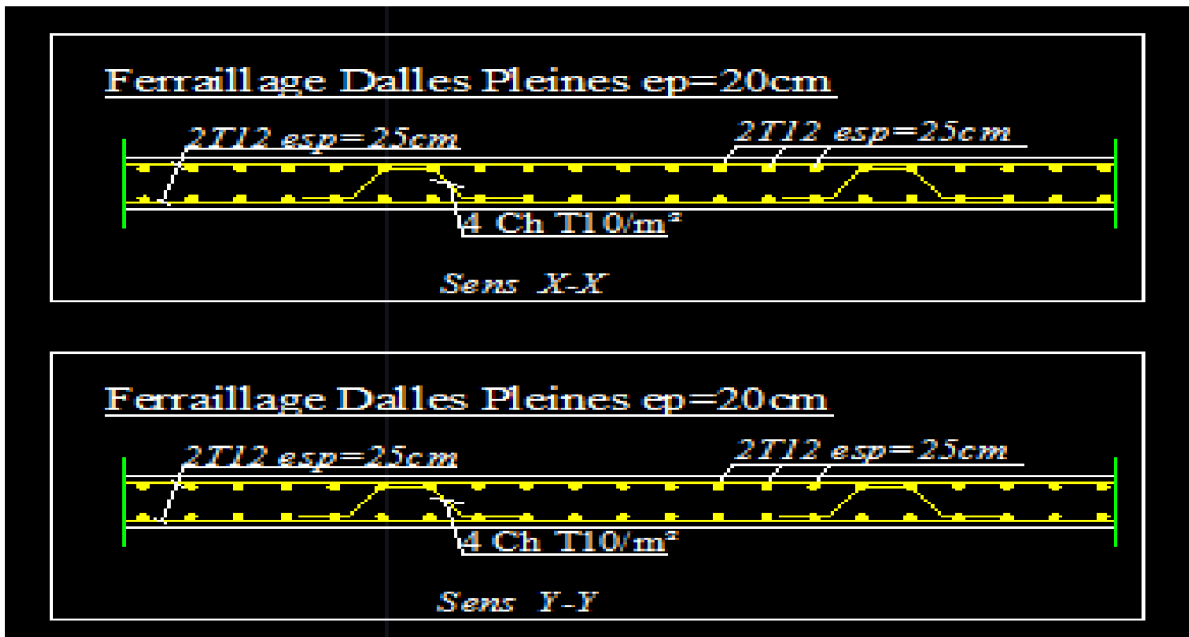
4) Etat limite de déformation :(Art. B.7.5. ; BAEL.91) :

$$1) \frac{h}{Lx} = 0,044 \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} = \frac{7,40}{20 \times 9,87} = 0,0375 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{Ax}{b \cdot d} = \frac{2,26}{100 \times 18} = 0,0012 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les deux conditions sont vérifiées

SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE :



III.4. Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

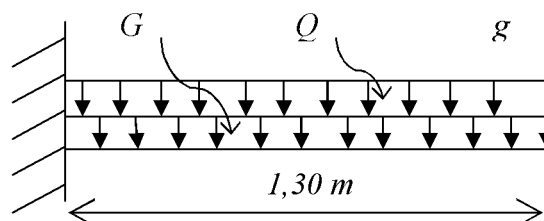


Figure III.4.1 Schéma statique du console

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13cm$$

On optera pour une épaisseur de 15cm.

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Tableau III.4.1: Charges permanentes du balcon

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine (e _p =0.15m)		25x0,15	3,75
Revêtements	Carrelage	22x0,02	0,44
	Mortier de pose	18x0,03	0,54
	Couche de sable	22x0,03	0,66
	Enduit de ciment	20x0,02	0,40
Somme (G)			5,79

Tableau III.4.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

Éléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.1m$)	$9 \times 0,10$	0,90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$20 \times 0,02 \times 2$	0,80
Somme (g)		1,70

- Surcharge d'exploitation des balcons:

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m = [(1,35 \times 5,79) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = 13,07 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_u = (1,35 \times g) \times 1 m = [1,35 \times 1,70] \times 1 = 2,29 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = [5,79 + 3,5] \times 1 = 9,29 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_s = g = 1,70 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul des moments fléchissant :

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{13,07 \times (1,30)^2}{2} + 2,29 \times 1,30 = 14,02 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9,29 \times (1,30)^2}{2} + 1,70 \times 1,30 = 10,06 \text{ KN.m}$$

III.4.5. Ferrailage :

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

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A donc } A_{sc}=0$$

$$\mu_u = 0,068 \implies \beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,02 \times 10^3}{0,965 \times 12 \times 348} = 3,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** = 4,52 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

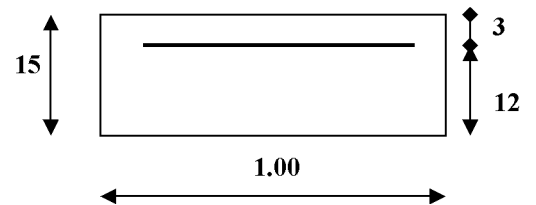


Fig. III.4.2. Dimensions de la section à ferrailer

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA10** = 3,14 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.6. Vérifications à l'ELU :

- 1) **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) **Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (13,07 \times 1,30) + 2,29 = 19,28 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1,5 \text{ et } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{19,28 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{19,28 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- Armatures principales :

$$S_{l1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{l2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

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

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

A.1) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

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

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

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

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

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,38$

→ $\beta_1 = 0,905$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{10,06 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 4,52} = 204,94 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 204,94 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée

Il faut calculer les armatures à L'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{10,06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 204,94} = 0,0034 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,905$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{14,02 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 201,63} = 6,40 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,40 \text{ cm}^2$

On adopte : **6HA12** = $6,79 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 16,66 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,56 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,888$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,06 \times 10^3}{0,888 \times 12 \times 6,79} = 139,04 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

A.2) Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\beta_1 = 0,888 \quad \Rightarrow \quad k = 0,034$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,034 \times 139,04 = 4,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,73 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

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

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 16 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm}$.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{22,5} = 0,057 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{10,06}{10(14,02)} = 0,072 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{12 \times 100} = 0,0056 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

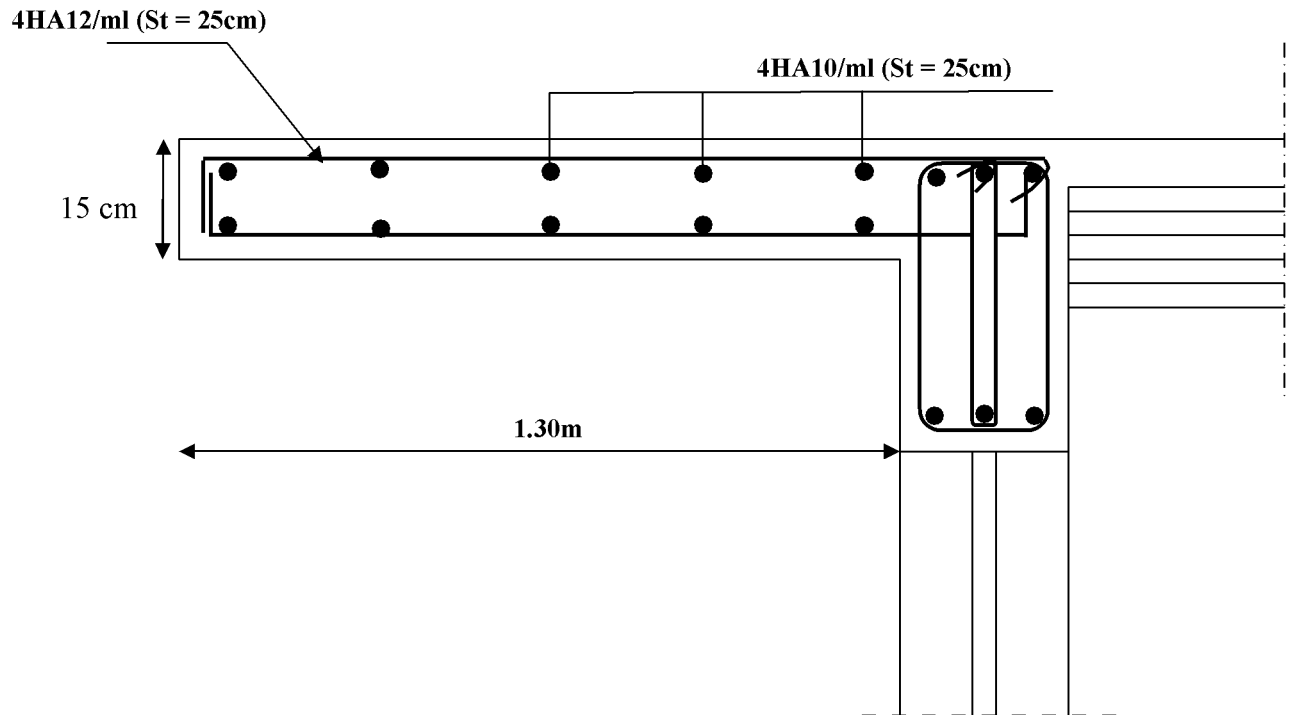


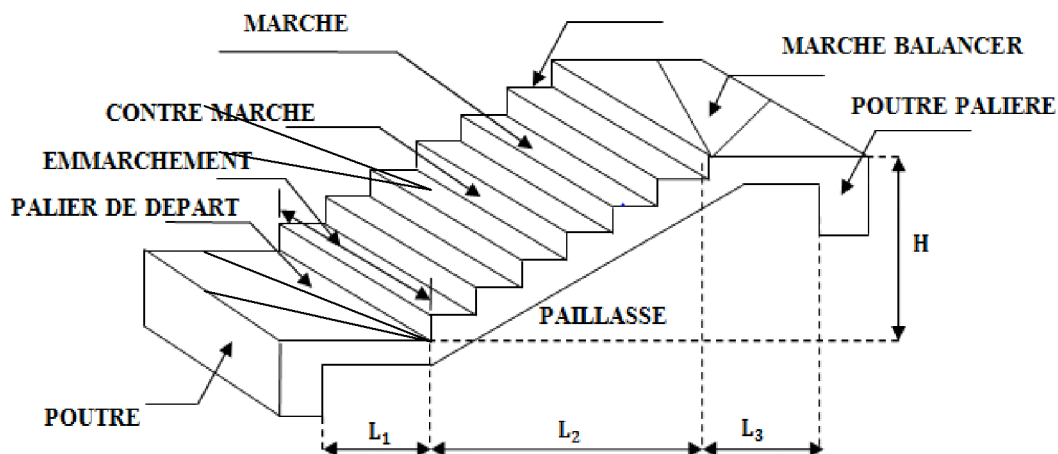
Fig. III.4.3. Ferrailage du balcon

III-5 calcul de l'escalier :

Introduction

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

5-1 Terminologie et Définitions



- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée
- L_3 : longueur de marche balancée

5-2 Type : Escalier à trois volées

Dimensionnement :

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux, ceux-ci seront réalisés en béton armé coulé sur place.

L'escalier de notre immeuble est de type balancé pour tous les niveaux ; il est composé de trois (03) volées droites et de trois courbes dites quartiers tournant pour RDC et deux courbes dites quartiers tournant pour les étages courants ;

Son calcul s'effectuera comme suite :

III-5-1- dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre-marches sera déterminé à partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

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

$$g+2h = 64 \text{ cm}$$

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches

Avec

h : Hauteur de la contre marche. g : Giron.

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches n

Pour RDC

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \Rightarrow n-1 = 24-1 = 23$$

Pour 1 étage courant

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow n-1 = 18-1 = 17$$

Le giron g

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{455}{23} = 19.78\text{cm} \text{ on prend } g = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la loi de BLANDEL

Il faut vérifier que :

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

$$30 + 2 \cdot (17) = 64\text{cm} \text{ La condition est vérifiée } \text{ Alors } g = 30\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g=30 \text{ cm}$.

Les 23 marches de RDC seront réparties de la manière suivante :

- *Volée 1: $n=5$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 4$ marches.*
 - *Volée 2 : $n= 7$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 6$ marches.*
 - *Volée 3 : $n= 6$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 5$ marches.*
- Quartiers tournants 1, 2 et 3 : $n=9$ contre marches $m=n-1 =8$ marches**

Les 17 marches de 1 étage courant seront réparties de la manière suivante :

- *Volée 1: $n=4$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 3$ marches.*
 - *Volée 2 : $n= 7$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 6$ marches.*
 - *Volée 3 : $n= 5$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 4$ marches.*
- Quartiers tournants 1 et 2 $n=5$ contre marches $m=n-1 =4$ marches**

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants

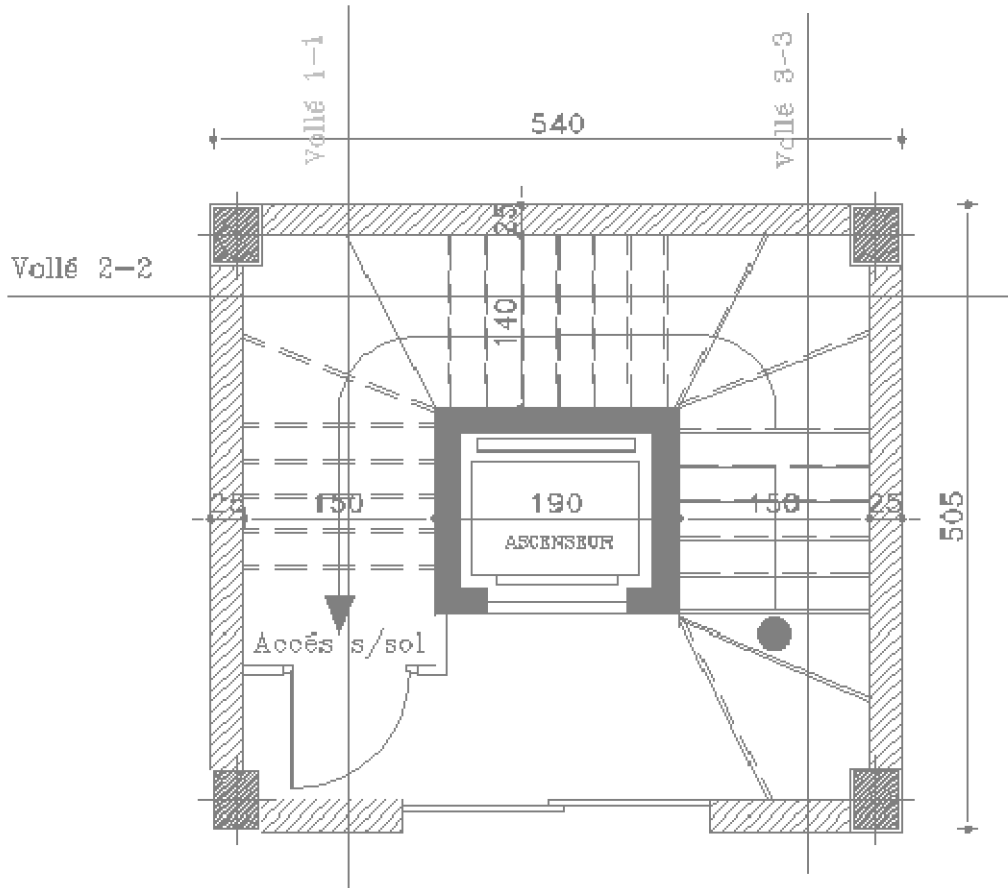
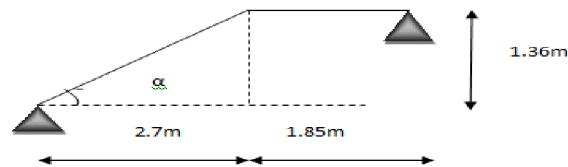


Figure 3.2.3 : coupe transversale sur les escaliers

Comme les volées 1, 2 et 3 sont pas identiques, nous aurons donc à étudier d'épaillasse comme suite :

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La relation résultante des conditions de vérification de la flèche pour le pré Dimensionnement de la paillasse de l'escalier est la suivante Prenant compte des recommandations du **BAEL91**..... [2] la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

Volée 1

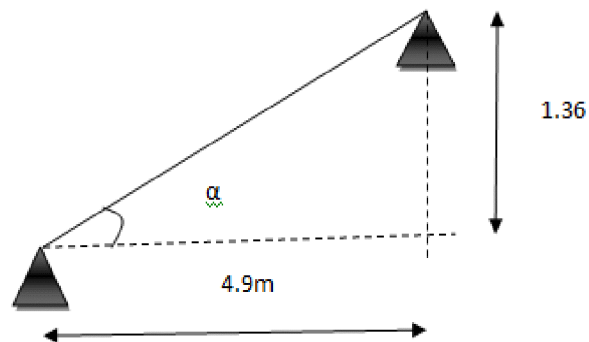
$$L = L_2 + \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,36}{2,7} = 0,504 \text{ Avec } \alpha = 26,73^\circ$$

$$L = 1,85 + \frac{2,7}{\cos \alpha} = 4,87 \text{ Avec } \frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{487}{30} \leq ep \leq \frac{487}{20}$$

$$16,24 \leq ep \leq 24,36$$

Conclusion : On opte pour une pailleasse d'épaisseur $ep = 20\text{cm}$

Volée 2

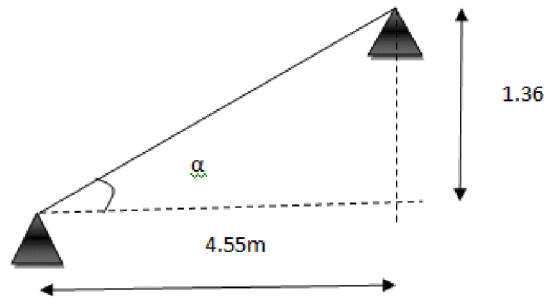
$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,36}{4,9} = 0,277 \text{ Avec } \alpha = 15,51^\circ$$

$$L = \frac{4,9}{\cos \alpha} = 5,08\text{m} \text{ Avec } \frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{508}{30} \leq ep \leq \frac{508}{20}$$

$16,95 \leq ep \leq 25,4$ **Conclusion :** On opte pour une pailleasse d'épaisseur $ep = 20\text{cm}$

Volée 3



$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,36}{4,55} = 0,298 \text{ Avec } \alpha = 16,64^\circ$$

$$L = \frac{4,55}{\cos \alpha} = 4,74m \text{ Avec } \frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{474}{30} \leq ep \leq \frac{474}{20}$$

15.83 ≤ ep ≤ 23.75 _ **Conclusion** : On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep = 20cm**

Nous adopterons une épaisseur de paillasse identique pour toutes les volées et Tout les niveaux qui est égale à **ep=20cm**.

III-5-2 : Détermination des Charges et surcharges

Palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la <i>paillasse</i> (0,2×1×25)	5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,2
	G ₁ = 6,2
	Q ₁ = 2,5

Volée :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,6$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Carreaux Grés Céramie (1cm; $\rho=20\text{KN/m}^3$)	$20 \times 0,01 = 0,20$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1 cm)	$10 \times 0,02 = 0,20$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 9,13$
	$Q_2 = 2,5$

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

POUR ESCALIERS DE RDC**Volée II****- Combinaison de charges****ELU**

- Volée : $q_u^v = 1,35 \times 9,13 + 1,5 \times 2,5 = 16,08 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q_u^p = 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5 = 12,12 \text{ KN/m}$.

ELS

- Volée : $q_s^v = 9,13 + 2,50 = 11,63 \text{ KN/m}$.
- palier : $q_s^p = 6,20 + 2,50 = 8,70 \text{ KN/m}$.

5-2-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

1) **VOLEE I**

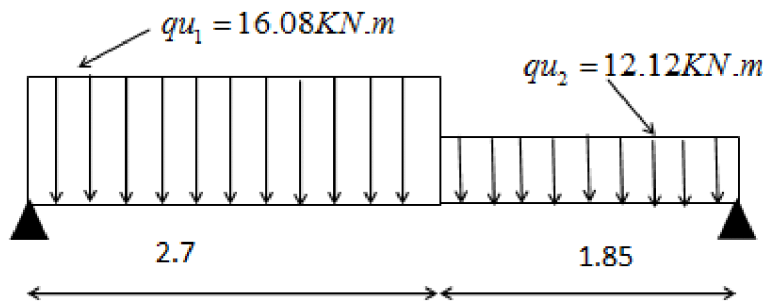


Schéma statique

a) **Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,7q_{u1} + 1,85q_{u2} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,7 \times 16,08 + 1,85 \times 12,12 = 65,84 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2,7 \times \frac{2,7}{2} + q_{u2} \times 1,85 \times \left(2,7 + \frac{1,85}{2} \right)$$

$$R_B \times 4,55 = 16,08 \times 2,7 \times 1,35 + 12,12 \times 1,85 (0,925 + 2,7)$$

$$R_B = \frac{139,89}{4,55} = 30,74 \text{KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A \times L = q_{u2} \times 1,85 \times \frac{1,85}{2} + q_{u1} \times 2,7 \times \left(1,85 + \frac{2,7}{2} \right)$$

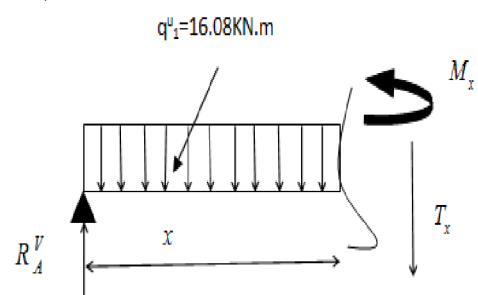
$$R_B \times 4,55 = 12,12 \times 1,85 \times 0,925 + 16,08 \times 2,7 (1,35 + 1,85)$$

$$R_B = \frac{159,67}{4,55} = 35,09 \text{KN}$$

$$\begin{cases} R_A = 35,09 \text{KN} \\ R_B = 30,74 \text{KN} \end{cases}$$

b) **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

1^{ier} tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,7.



$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(x=0) \Rightarrow T_y = 35,09 \text{ KN} \\ x = 2,7 & T(x=2,7) = 35,09 - 16,08 \times 2,7 = -8,33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 35,09x - \frac{16,08}{2} x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 2,7 \text{ m} & , & M(x=2,7) = 36,13 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

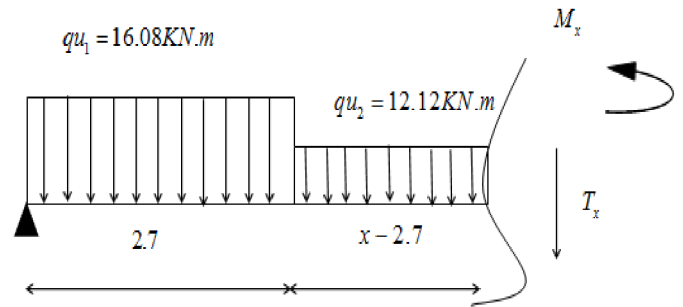
2^{ème} tronçon : $2,7 \leq x \leq 4,55$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{u1}(2,7) - q_{u2}(x-2,7) \\ x = 2,7 & T(x=2,7) = -8,33 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 4,55 \text{ m} & T(x=4,55) = -30,74 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = 2,18 \text{ m}$$

$$x = 2,18 \text{ m} \quad ; \quad x \in [0, 2,7]$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2,7 \times \left[\frac{2,7}{2} + (x-2,7) \right] - q_{u2} \left(\frac{(x-2,7)^2}{2} \right) \\ M(x=2,7) = 36,13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M(x=4,55) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



c) Calcul du moment max :

On a pour : $x = 2,18 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2,18) = 35,09(2,18) - \frac{16,08}{2}(2,18)^2$$

$$M^{\max}(2,45) = 38,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

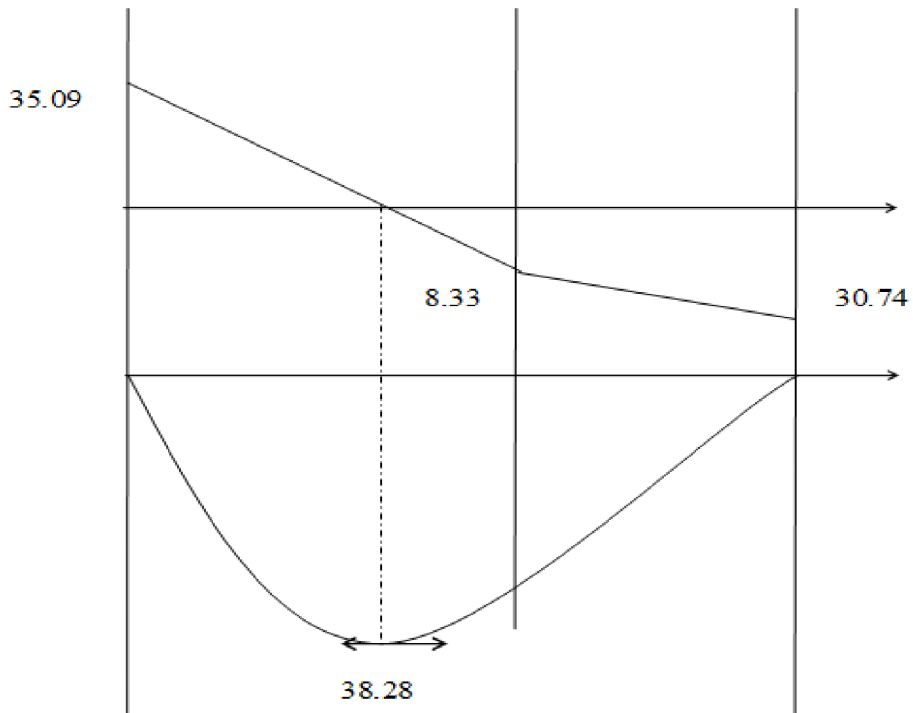


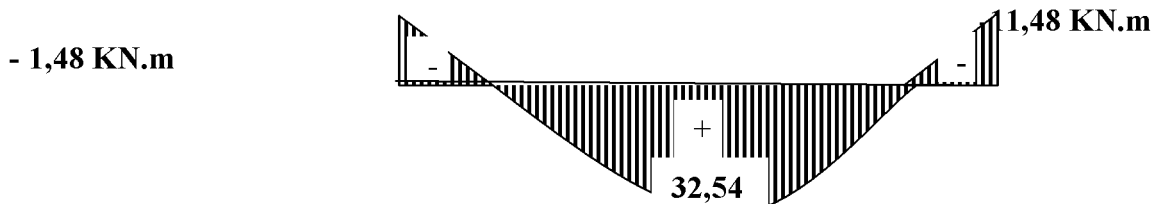
DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

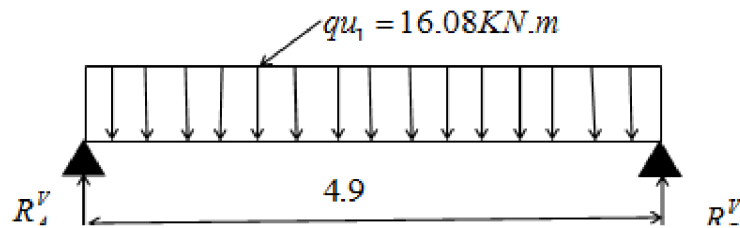
Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{max} = - 0,3 (38,28) = - 11,48 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{max} = 0,85 (45,3) = 32,54 \text{ KN.m}$



**Fig. Diagramme des moments fléchissant(ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.**

volee II



a)- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow$$

$$R_A + R_B = 16,08 \times 4,9 = 78,8 \text{ KN} / \text{ml} .$$

$$R_A + R_B = 78,8 \text{ KN/ml} .$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4,9 = 16,08 \times 4,9(4,9 / 2)$$

$$R_B = \frac{193,04}{4,9} = 39,4 \text{ KN} / \text{ml}$$

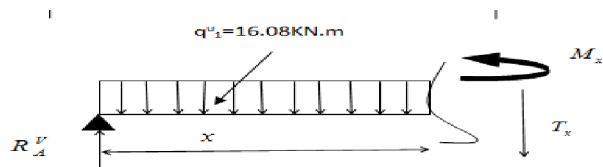
$$R_A = R_B = 39,4 \text{ KN/ml}$$

b-) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon : $0 \leq x \leq 4,9$.

$$T(x) = 39,4 - 16,08x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 39,40 \text{ KN} \\ T(x=4,9) \Rightarrow T_Y = -39,40 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = R_A x - 16,08 \frac{x^2}{2} = 39,4x - \frac{16,08}{2} x^2$$

$$M(x) = 39,4x - 8,04x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=4,9\text{m} \quad , \quad M(x=4,9) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Calcul du moment max :

$$M^{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16,08(4,90)^2}{8} = 48,26 \text{ m}$$

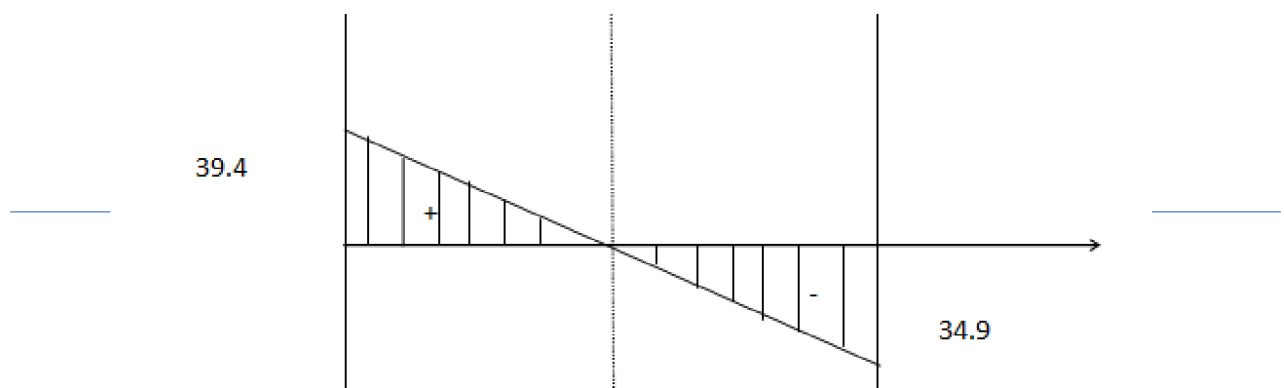
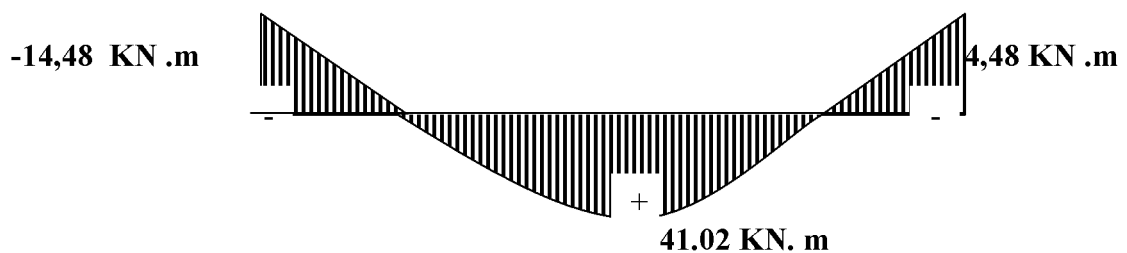


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0,3 (48,26) = -11,6 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0,85 (38,7) = 32,9 \text{ KN.m}$



**Fig. Diagramme des moments fléchissant(ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.**

pour volee III

a)- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow$$

$$R_A + R_B = 16,08 \times 4,55 = 73,16 \text{ KN} / \text{ml} .$$

$$R_A + R_B = 73,16 \text{ KN/ml} .$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4,9 = 16,08 \times 4,55(4,55 / 2)$$

$$R_B = \frac{166,44}{4,55} = 36,58 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$R_A = R_B = 36,58 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon : $0 \leq x \leq 4,55$.

$$T(x) = R_A - 16,08 \cdot x$$

$$T(x) = 36,58 - 16,08 x$$

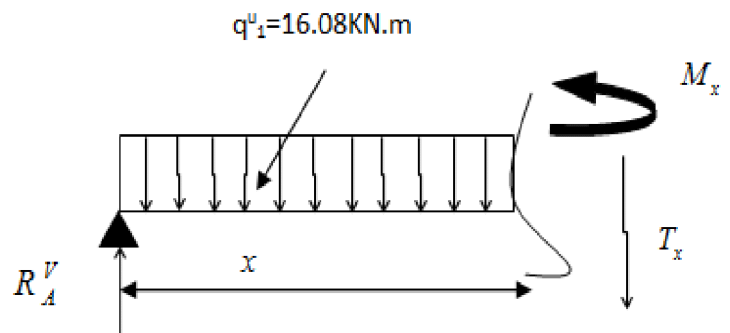
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 36,58 \text{ KN} \\ T(x=4,55) \Rightarrow T_Y = -36,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - 16,08 \frac{x^2}{2} = 36,58x - \frac{16,08}{2} x^2$$

$$M(x) = 36,58 x - 8,04 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=4,55 \text{ m} \quad , \quad M(x=4,9) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Calcul du moment max :



$$M^{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16,08(4,55)^2}{8} = 41,61 \text{KN.m}$$

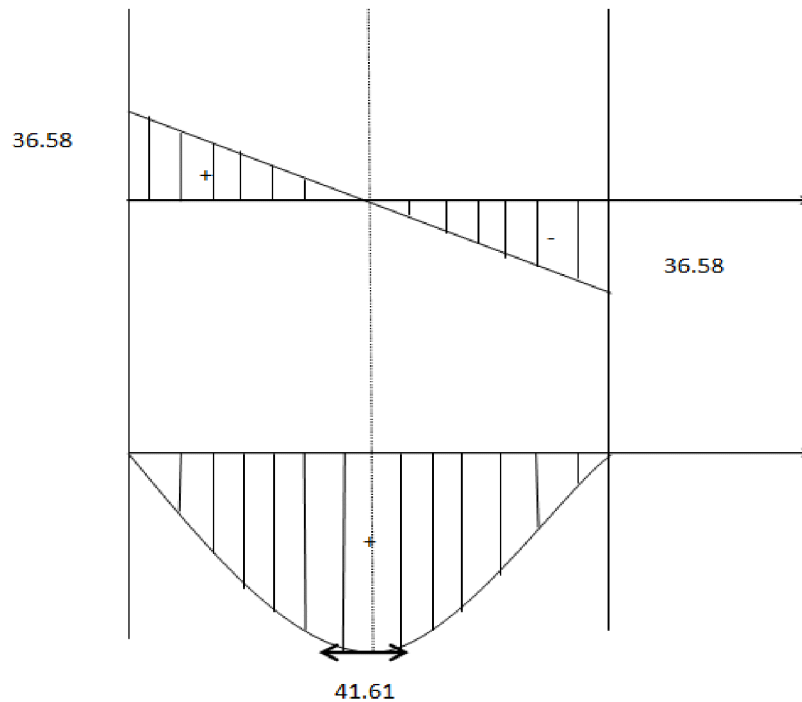


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0,3 M^{\max} = - 0,3 (41,61) = - 12,48 \text{KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0,85 M^{\max} = 0,85 (41,61) = 35,36 \text{KN.m}$

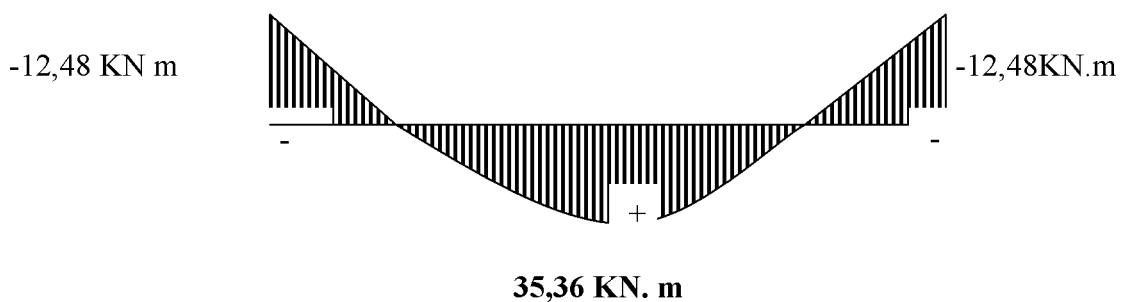


Fig. Diagramme des moments fléchissant(ELU)

REMARQUE :

On a calculé les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les trois volées et on a obtenu que le moment max est constitué dans la deuxième volée donc on conclut que le ferrailage se fait pour volée II.

en optant le même pour volée I et III

III-5-3- Calcul du ferrailage(ELU)

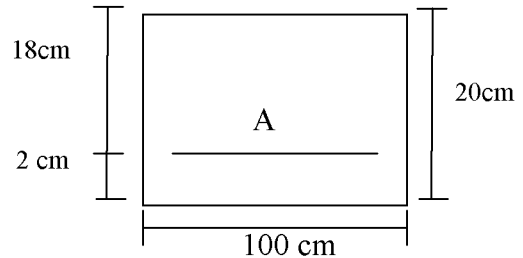
Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis :**

$M_u = - 14,48 \text{ KN.m}$

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,48 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,032$



$\mu_b = 0,032 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0,984$

$A_{al} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,48 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 2,35 \text{ cm}^2$

$A_{ca1} = 2.35 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2,51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

○ **Armatures de répartition :**

$A_{r1} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

✓ **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41,02 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,089 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_u = 0,089 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0,953$

$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{41,02 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 6,87 \text{ cm}^2$

Soit : **A_t = 5HA 14 = 7,70 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

○ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

5-3-1- Vérification :

a)- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b)- Espacement des barres :

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

d) Armatures principales :

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

$$S_{t\max} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

e) Armatures de répartition :

$$S_{t\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

5-3-2- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 39,4 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 22 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{39,4}{0,9 \times 18 \times 22} = 0,111 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la

valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0,111 < \bar{\tau} = 2,835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4 L_s$

$$0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75$$

❖ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{39,4 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0,267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à $0,9d$.

$$a = 0,9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 39,4 \text{ KN} < 1081350 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0,9d}{f_c}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

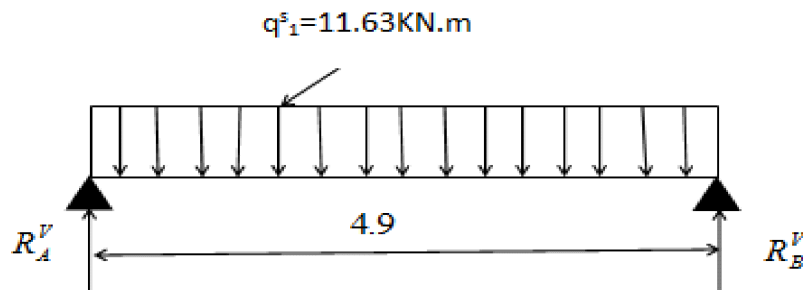
$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(39,4 \times 10^3 - \frac{41,02 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -6,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > -6,14 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-4 Calcul à l'ELS :

5-4-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS



a) Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 4,9 q_{s1} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 4,9 \times 11,63 = 56,98 \text{ kN / ml}$$

$$R_A + R_B = 56,98 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,9 = 11,63 \times \frac{x^2}{2} = \frac{139,6}{4,9} = 28,49 \text{ kN.}$$

$$R_A = 56,98 - 28,49 = 28,49 \text{ kN.}$$

$$R_A = 28,49 \text{ kN.}$$

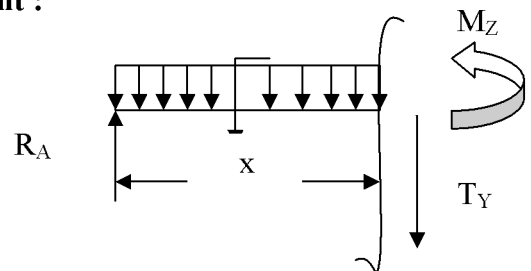
b)- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 4,9$

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x.$$

$$T(x) = 28,49 - 11,63x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 28,49 \text{ kN} \\ T(x=4.9) = 28,49 - 11,63 \times 4,9 = 28,49 - 56,98 = -28,49 \text{ kN.} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 28,49x - \frac{11,63}{2}x^2$$

$$M(x) = 28,49x - 5,815x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 4,9 \text{ m} \quad , \quad M(x=4,9) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

c) Calcul du moment max :

$$M^{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11,63(4,9)^2}{8} = 34,9 \text{ m}$$

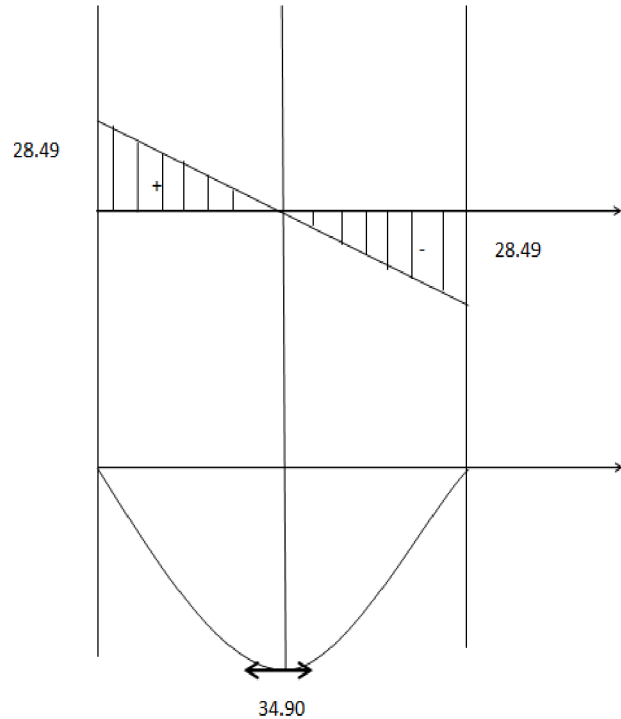


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = -0,3 M^{\max} = -0,3 (34,9) = -10,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$

En travées : $M_s^t = 0,85 M^{\max} = 0,85 (34,9) = 29,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$

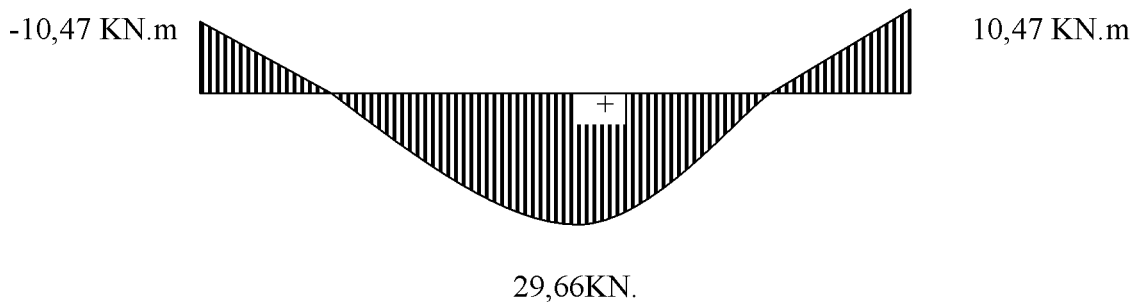


Fig. **Diagramme des moments fléchissant (ELS)**

En tenant compte de l'encastrement partiel.

5-4-2- Vérification à l'ELS :

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,139$$

$$\rho_1 = 0,139 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,9375 \\ K_1 = 66,31 \\ K = 0,015 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{10,47 \times 10^3}{2,51 \times 0,9375 \times 18} = 247,19 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,015 \times 247,19 = 3,7 < 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,43 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \\ K = 0,029 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{29,66 \times 10^3}{7,70 \times 0,899 \times 18} = 238,04 \text{ [MPa]}. \quad \sigma_{bc} = 0,029 \times 238,04 = 6,9 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,9 < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{20}{490} = 0,041 \leq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_s = 11,63 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,85 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 7,70 \times 18) = 22079 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7,7) = 2115,5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22079}{2115,5} = 10,44 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,44 = 9,56 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

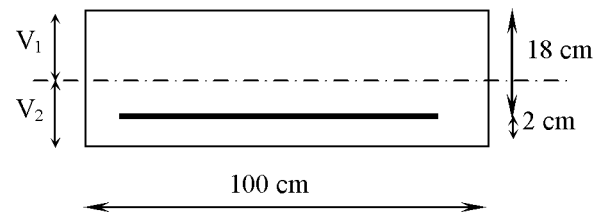
$$I = \frac{100}{3} \times ((10,44)^3 + (9,56)^3) + 15 \times 7,7 \times (9,5 - 2)^2$$

$$I = 73550,74 \text{ cm}^4$$

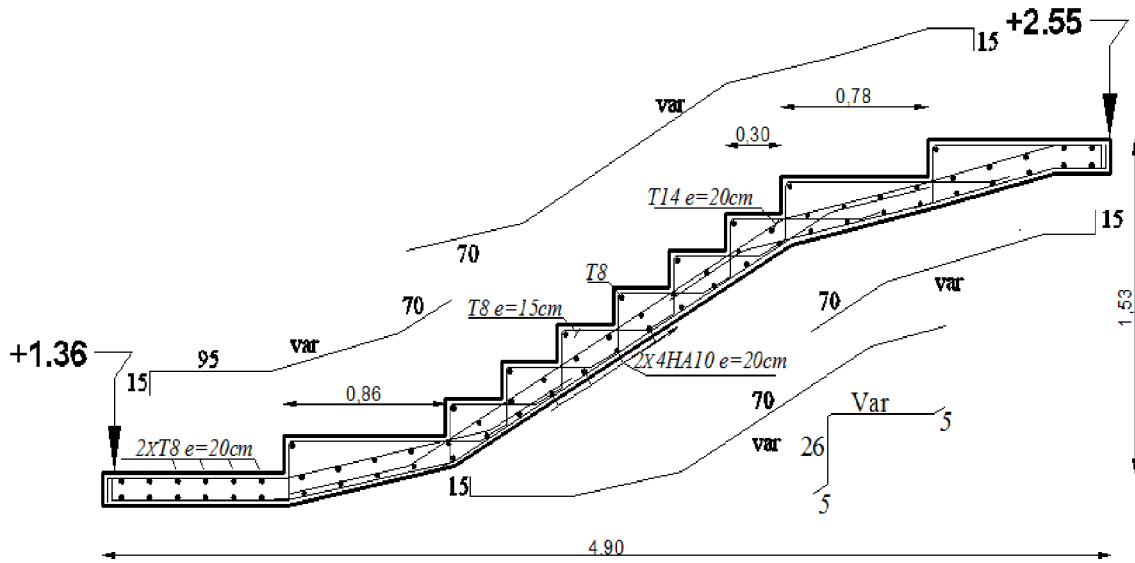
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,63 \times 10^3 \times (4,9)^4}{10818,75 \times 10^6 \times 73550,74 \times 10^{-8}} = 0,009 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,9}{500} = 0,01 \text{ m}$$

$$f \leq \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



ferrailage de la volée II

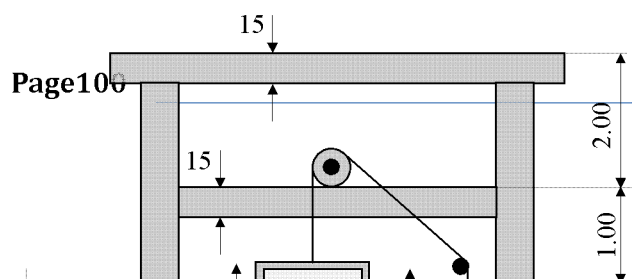


III.6. Salle machine

III.6.1.Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que Comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur A Été prévu. La surface de sa Cabine est $(1,50 \times 1,80 = 2,70 \text{ m}^2)$;

La charge totale que le système de Levage transmet est de 8 tonnes.



1- Caractéristiques de l'ascenseur

$$L_x = 1,65 \text{ m}, L_y = 1,90 \text{ m}, S = 3,135 \text{ m}^2$$

❖ Charge nominale, la surface et le poids total

- Charge 630 Kg \Leftrightarrow 08 personne,
- Poids total : $Q = 8$ tonnes,
- La surface de la cabine : $S = 2,70 \text{ m}^2$,
- La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

III.6.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue

au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer

les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

a) épaisseur de la dalle :

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{1,90}{30} = 6,33 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

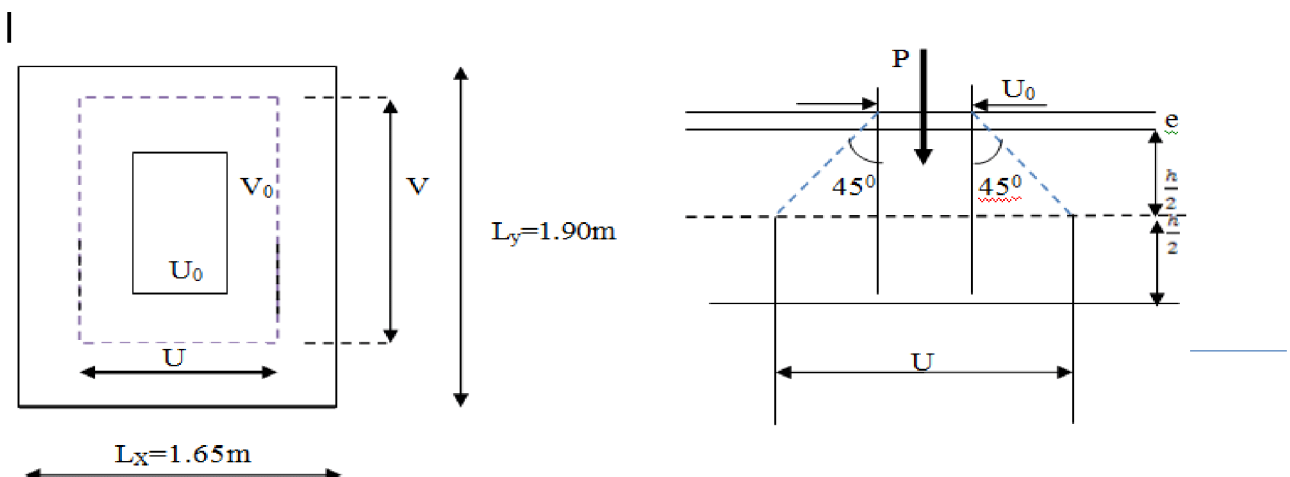


Fig.III.7.1. : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée Concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen

De la dalle.

On a :

$$\begin{cases} U = L_x - 2(h_t/2) \\ V = L_y - 2(h_t/2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} U_0 = U - 2(h_t/2 + e) \\ V_0 = V - 2(h_t/2 + e) \end{cases}$$

Avec : $h_t = 15\text{cm}$;

e : épaisseur de revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

$$\begin{aligned} \text{D'où : } \quad U &= 165 - 2(15/2) = 150\text{cm} \\ V &= 190 - 2(15/2) = 180\text{cm} \\ U_0 &= 150 - 2(15/2 + 5) = 125\text{cm} \\ V_0 &= 180 - 2(15/2 + 5) = 155\text{cm} \end{aligned}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{1,90} = 0,868 = 0,9 \quad \Longrightarrow \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite et

De la grande portée sont respectivement :

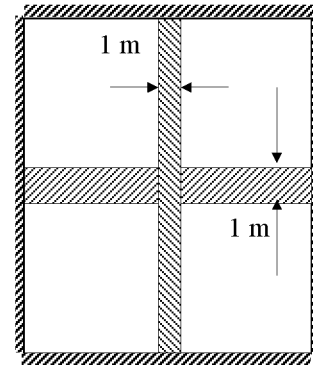
$$\begin{cases} M_{x1} = \rho \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = \rho \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

Avec ν : Coefficient de poisson $\rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \nu = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés les abaques de PIGEAUD suivant les rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

On considère deux bandes de 1m de largeur, suivant l_x et l_y . Le calcul se fera en considérant Les deux bandes, en flexion simple à l'ELU.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{150}{165} = 0,91 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{180}{190} = 0,95$$



Les tableaux de PIGEAUD nous donnent après double interpolation les valeurs de M_1 et M_2

Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,91 \\ \frac{V}{L_y} = 0,95 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Pour}} \rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,049 \\ M_2 = 0,036 \end{cases}$$

❖ Calcul des moments au milieu du panneau M_{x1} et M_{y1} :

✓ A l'ELU : $\nu=0$

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1) \\ M_{y1} = p \times (M_2) \end{cases}$$

$P_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 80 \Rightarrow P_u = 108 \text{ KN}$ (Charge concentrée du système de levage)

Donc :

$$\begin{cases} M_{x1} = 108 \times 0,049 \Rightarrow M_{x1} = 5,292 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 108 \times 0,036 \Rightarrow M_{y1} = 3,888 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2}

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

$$\rho = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (Charge uniformément répartie)

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = [1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1] \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_u = 6,562 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0458 \times 6,562 \times \overline{1,65}^2 \Rightarrow M_x = 0,818 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,818 \Rightarrow M_{y2} = 0,636 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,292 + 0,818 = 6,11 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,888 + 0,636 = 4,524 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

➤ Moment en travée $M^t = 0,85 \times M$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,11 = 5,193 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,524 = 3,845 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis $M^a = -0,3 \times M$

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 6,11 = -1,833 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,524 = -1,357 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Calcul des armatures :

a- Sens x-x :

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,193 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_x^t = \frac{5,193 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,160 \text{ cm}^2$$

On adopte **2 HA10** soit $A_x^t = 1,57 \text{ cm}^2$, avec **S_t=25cm**

➤ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,833 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_x^a = \frac{1,833 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,406 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA10** soit $A_x^a = 1,57 \text{ cm}^2$, avec $S_t=25 \text{ cm}$

b- sens y-y

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,845 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0160$$

$$\mu = 0,0160 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0160 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_y^t = \frac{3,845 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,856 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA14** soit $A_y^t = 3,08 \text{ cm}^2$, avec $S_t=25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,357 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0060$$

$$\mu = 0,0060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,0060 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_y^a = \frac{1,357 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA8** soit $A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2$, avec $S_t=25 \text{ cm}$

III.6.4. Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité [BAEL 91/Art,B.7.4]

$$\rho_x > \rho = \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right), \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres hautes adhérences FeE400}$$

➤ **Armatures suivant x-x**

$$\rho_x > \rho = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 1,65 / 1,90) = 0,00084.$$

ρ_x : Taux maximum d'acier en travée dans le sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_{\min}}{S}, \text{ avec } \begin{cases} A_{\min} : \text{Section minimale d'armatures} \\ S : \text{Section totale du béton} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \rho \times S = 0,00084 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Armatures suivant y-y

$$\rho_y > \rho$$

$$\rho_0 = 0,0008 \rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times S = 0,0008 \times (100 \times 15) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

b - Diamètre des barres

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{14}, \text{ avec } \phi : \text{Diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\phi_{\max} = \frac{150}{14} = 10,71 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 10,71 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

c- Vérification de l'espacement :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d- Poinçonnement [BAEL 91/Art,A.5.242]

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u : \text{charge de calcul l'ELU,} \\ \mu_u : \text{périmètre du contour,} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,50 + 1,80) = 6,60 \text{ m}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN.}$$

$$0,045 \times 6,60 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 742,50 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 108 \text{ KN} < 742,50 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire

e - Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Charge répartie sur un rectangle

- Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{108}{2 \times (1,50+1,80)} = 16,36 \text{ KN.}$$

- Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3 \times U} = \frac{108}{2 \times 1,50} = 36 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,276 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,166 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,276 \text{ MPa} < 1,166 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS :

❖ Calcul de M_{x1} et M_{y1}

✓ A l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0,2 \times M_2) = 80 \times (0,049 + 0,2 \times 0,036) = 4,496 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0,2 \times M_1) = 80 \times (0,036 + 0,2 \times 0,049) = 3,664 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2}

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

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

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}$$

$$\rho = 0,9 \xrightarrow{\text{du tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0529 \times 4,75 \times \overline{1,65}^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,684 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,846 \times 0,684 \Rightarrow M_{y2} = 0,578 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Les moments globaux

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,496 + 0,684 = 5,180 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,664 + 0,578 = 4,242 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

➤ Moment en travée $M^t = 0,85 \times M$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,180 = 4,403 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,242 = 3,605 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis $M^a = -0,3 \times M$

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 5,180 = -1,554 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,242 = -1,272 \text{ KN.m}$$

a- Etat limite des fissures :

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

b- Etat limite de compression du béton

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

❖ Sens x-x

➤ En travée

$$\gamma = \frac{5,193}{4,403} = 1,179 \rightarrow \frac{1,179 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,339$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0279 < 0,339 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$\gamma = \frac{1,833}{1,554} = 1,179 \rightarrow \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,339$$

$$\mu_b = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,010 < 0,339 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

❖ Sens y-y

➤ En travée

$$\gamma = \frac{3,845}{3,605} = 1,066 \rightarrow \frac{1,066 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,283$$

$$\mu_b = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201 < 0,283 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$\gamma = \frac{1,357}{1,272} = 1,066 \rightarrow \frac{1,066 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,283$$

$$\mu_b = 0,006 \rightarrow \alpha = 0,0075 < 0,283 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

III.6.6. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

a) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$

b) $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

h : hauteur de la dalle.

M_{tu} : moment en travée dans le sens x-x

M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : section d'armature / ml

d : hauteur utile de la bande.

b : largeur de la bande égale a 1m

a) $\frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{1,65} = 0,090$

$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{5,193}{20 \times 6,11} = 0,042$

$\frac{h}{L_x} = 0,090 \geq \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,042$

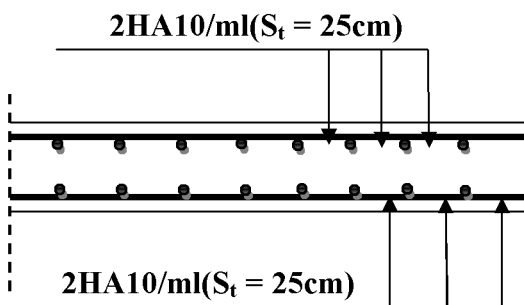
b) $\frac{2}{f_e} = 0,005$

$\frac{A_x}{bd} = \frac{1,57}{100 \times 13} = 0,0012$

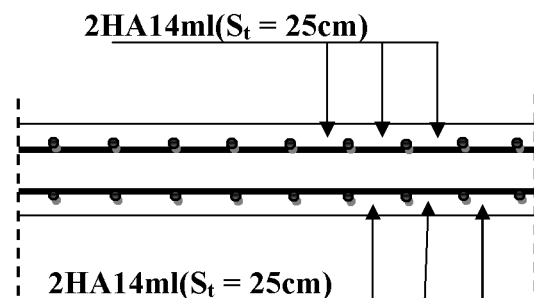
$\frac{A_x}{bd} = 0,0012 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



Sens x-x



Sens y-y

Fig : III.6.1. Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

Chapitre IV

Etude du contreventement

IV-1). Introduction :

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux, qui concourent à sa résistance aux actions ; généralement horizontales telle que le vent, les séismes, la poussée des terres, et ramènent leur efforts jusqu'aux fondations.

IV-2). Calcul des rigidités relatives des portiques et des voiles par niveau :**IV-2.1). Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**• - **Hypothèses de calcul :**

Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation doivent être triangulaire pour le séisme, et rectangulaire pour le vent.

Les raideurs des travées adjacentes d'une portée ne doivent pas être trop différentes.

- **Rigidité linéaire d'un poteau :**

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_{\text{calculée}}} = \frac{I_p}{h_c}$$

- **Rigidité linéaire d'une poutre :**

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_{\text{calculée}}} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c : hauteur calculée du poteau

L_c : longueur calculée de la poutre.

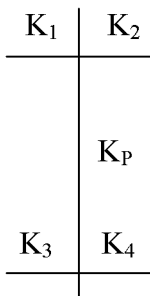
$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{\text{poteau}}$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{\text{poutre}}$$

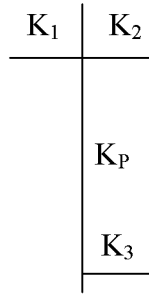
IV-2-2) Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

1- Cas d'étage courant :

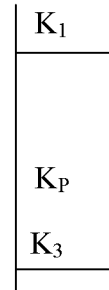
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{\text{poteaux}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



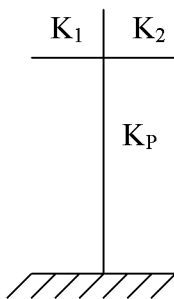
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



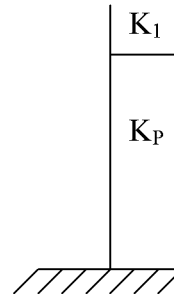
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

2- Cas de RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup})}{K_{\text{poteaux}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Avec :

$\sum K_{\text{poutre}}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

IV-2.3). Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « aⁱ_j »

- cas de niveau terrasse étage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- cas du R. D. C (avec l'encastrement du poteau à sa base) : $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV-2.4). Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j » :

$$r_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{POTEAU}}{h_c^3} \cdot a_j^i$$

Avec :

E_i : module de déformations instantanées du béton

IV-2.5). Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :

$$R_{ix} = \sum r_{ij} \quad \text{: Pour chaque niveau dans le sens longitudinal}$$

$$R_{iy} = \sum r_{ij} \quad \text{: Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

IV-2.6). Calcul de la rigidité des voiles :

$$R_{VX} = \frac{12 \times E_i \cdot I_y}{h_{\text{etage}}^3}$$

avec : $E=32164,2 \text{ MPa} = 3216720\text{KN}$.

$$R_{Vy} = \frac{12 \times E_i \cdot I_x}{h_{\text{etage}}^3}$$

Avec :

I_x , et I_y : inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

h_{etage} : hauteur d'étage.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessus :

Chapitre V

Présentation de logiciel ETABS

V.1. Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.), ces logiciels doivent posséder certaines caractéristiques recherchées :

- Suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul et des utilisés ;
- Clarté de la démarche de calcul ;
- Utilisation rapidement accessible ;
- Sa disponibilité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

✓ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure. ETABS utilise la **Méthode des Elements Finis**.

V.2. définition de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

V.3. Modélisation des structures:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.4.1

a) Première étape :

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

➤ Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.



➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

✓ Définition des caractéristiques géométriques des structures (Building plan Grid and Story Data Definition)

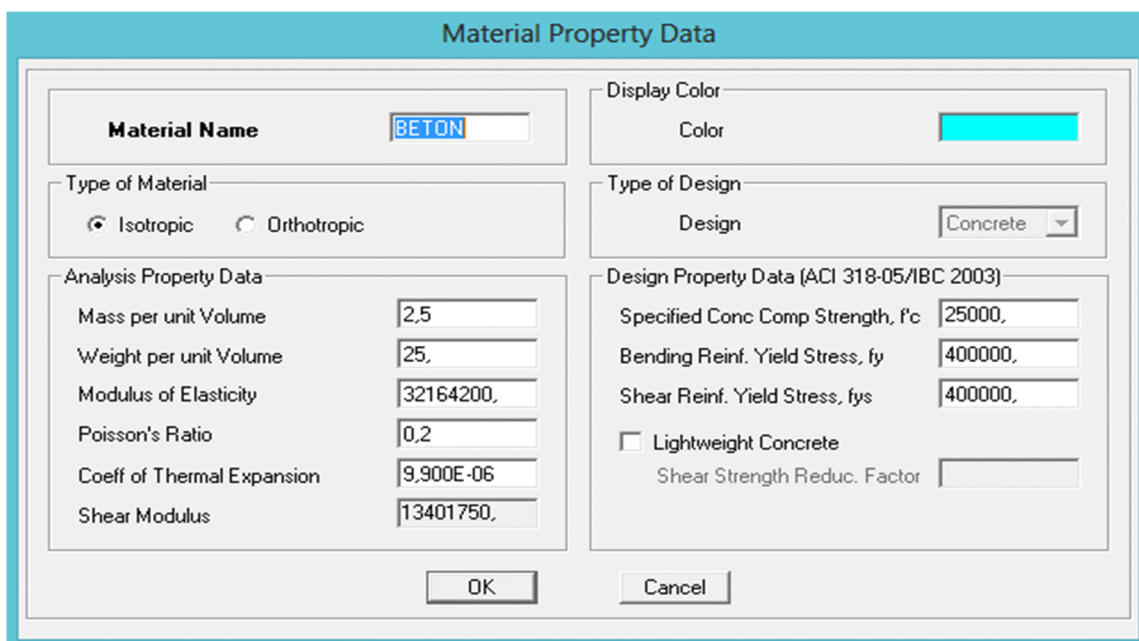
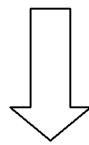
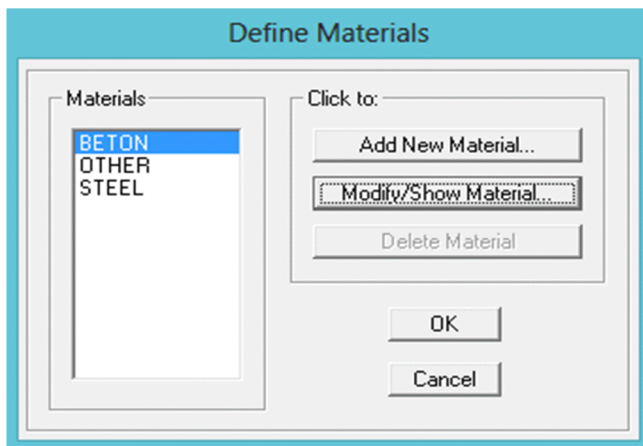
Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
- Hauteur d'étage → story height ;
- Le nombre d'étage → Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story height ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom story height ;

✓ Propriétés mécanique du matériau utilise :

define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :




b) Deuxième étape :

➤ Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs Propriétés géométrique (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armée « conc ».

Les démarches à suivre sont:

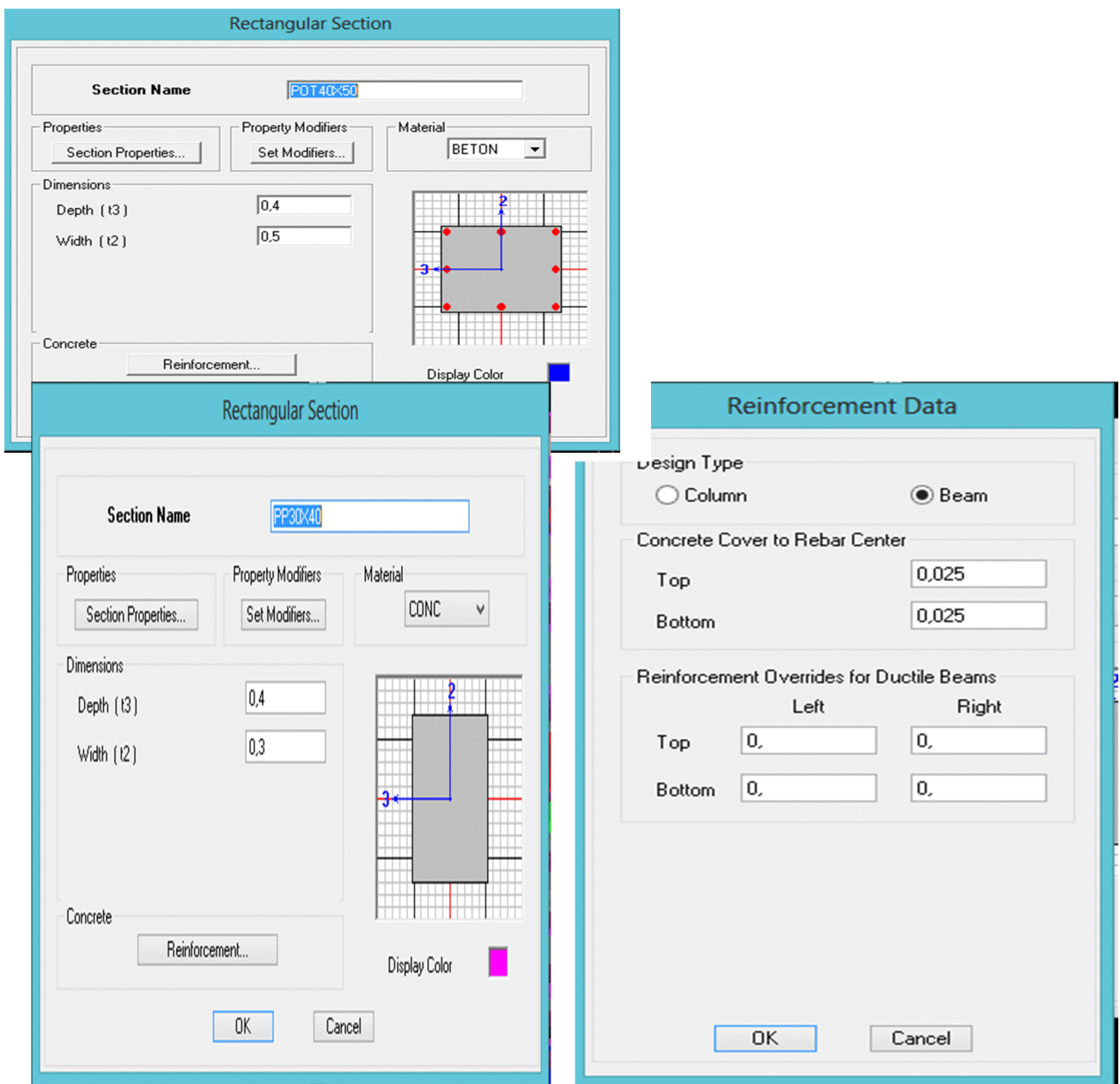
✓ pour les poutres et les poteaux :

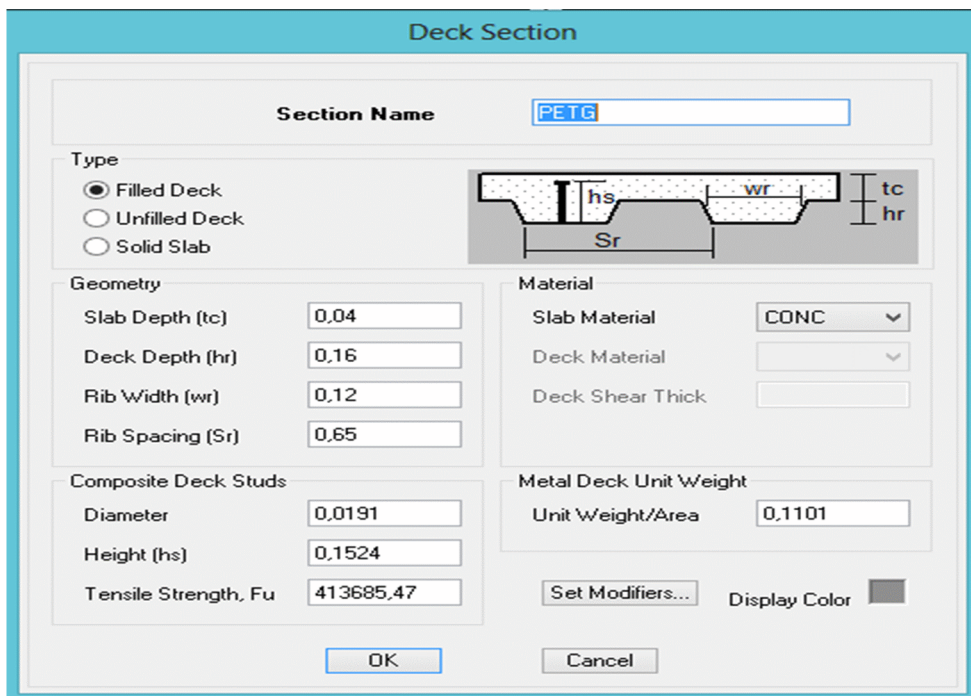
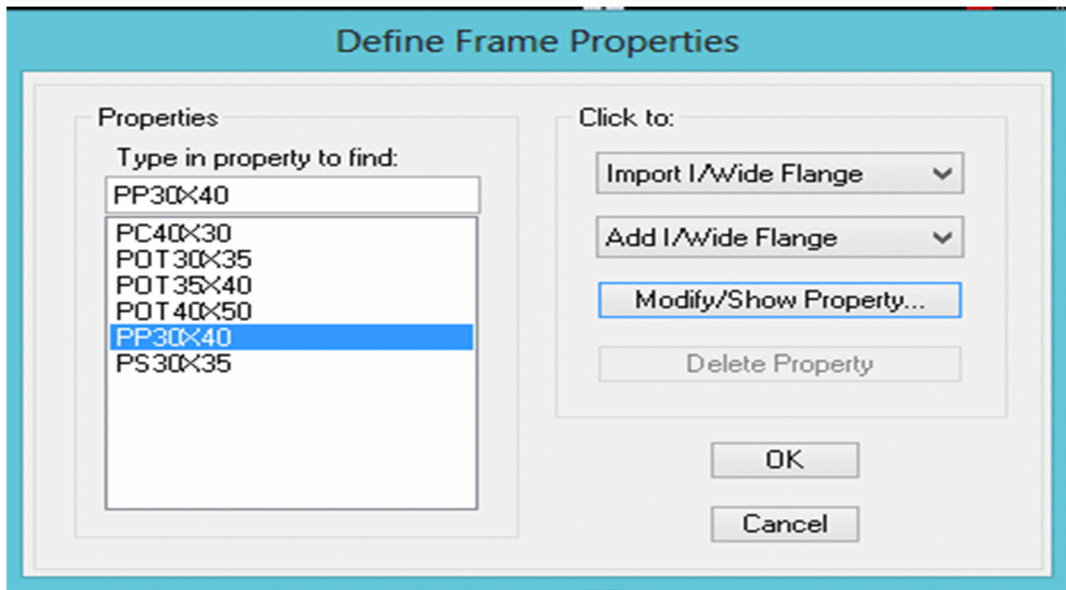
Définir → frame sections ou ()

Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

Remarque : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,






On fait la même chose pour le plancher terrasse.

- **Affectation des éléments dans les modèles:**


Poteaux /poutres/planchers.

En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire :

- ❖ **Les poutres** : Draw → Draw line objects → create lines in region 

Property	PP30X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

- ✓ **pour les voiles et les dalles pleines :**

Define → wall/ slab/ deck sections, ou()


On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Element shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

Element membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.


- ❖ **Les dalles pleines :**

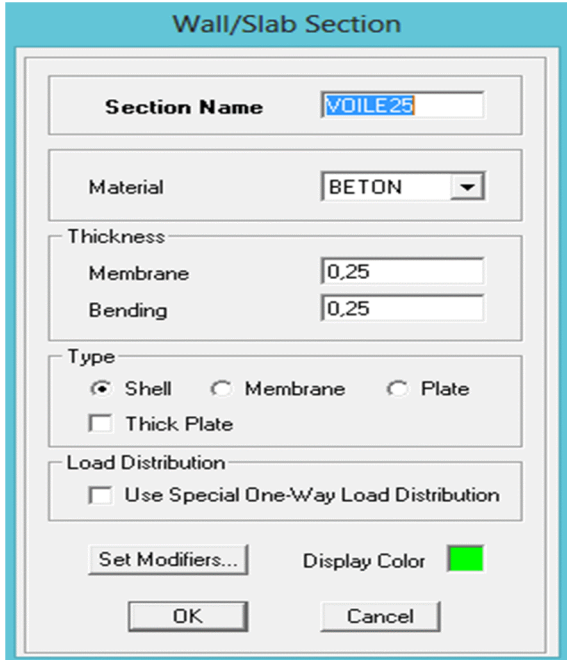
Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas , ou create areas at clicks .

Wall/Slab Section

Section Name	<input type="text" value="DP20"/>
Material	<input type="text" value="BETON"/>
Thickness	
Membrane	<input type="text" value="0,2"/>
Bending	<input type="text" value="0,2"/>
Type	
<input type="radio"/> Shell <input type="radio"/> Membrane <input checked="" type="radio"/> Plate	
<input type="checkbox"/> Thick Plate	
Load Distribution	
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
<input type="button" value="Set Modifiers..."/>	Display Color <input checked="" type="checkbox"/>
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

❖ Les voiles:

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleine () mais on va se mettre en élévation.



Wall/Slab Section

Section Name: VOILE25

Material: BETON

Thickness:


- Membrane: 0,25
- Bending: 0,25

Type:

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution:

- Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

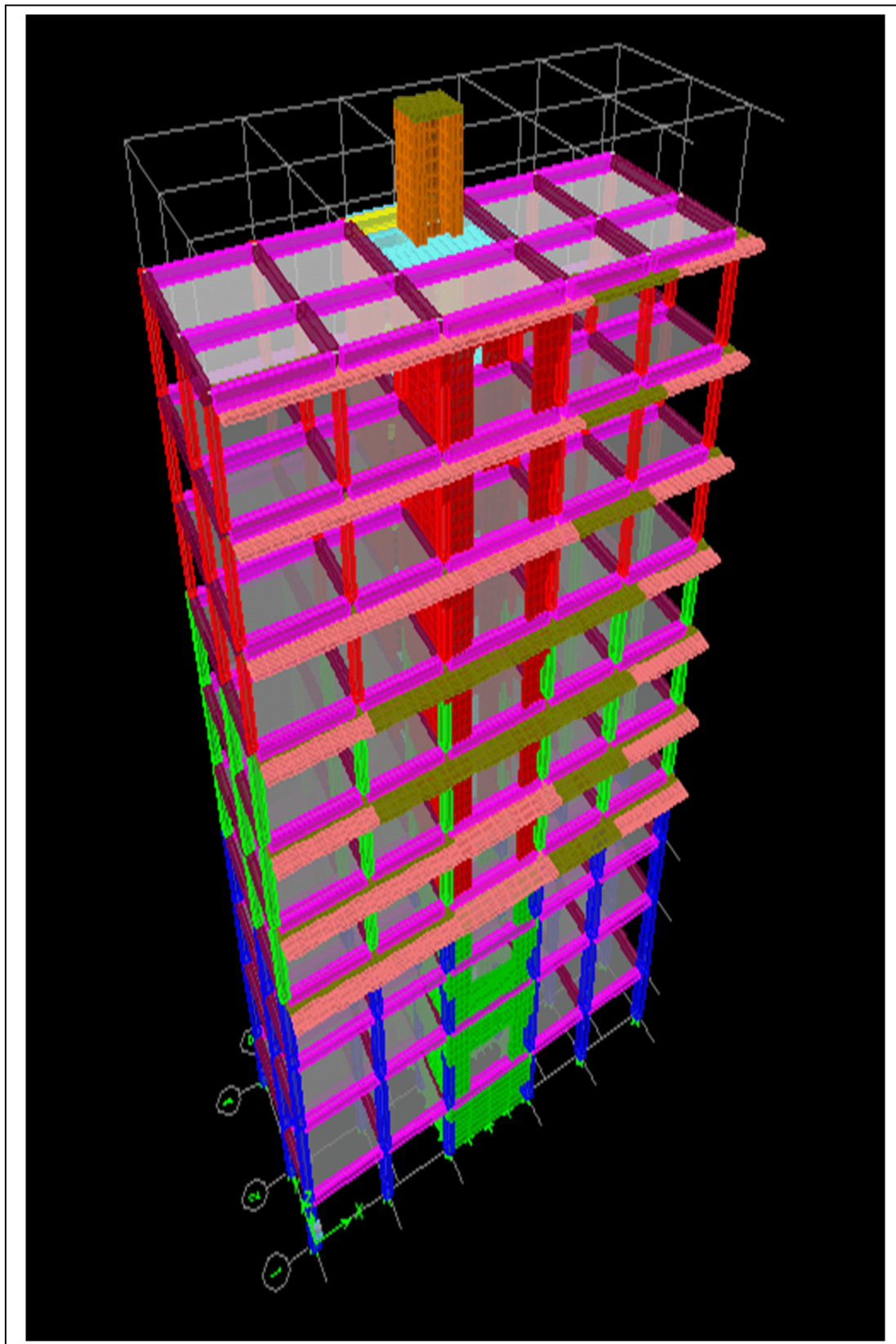


Fig V-1 : Modèle 3D de la structure.

c) Troisième étape :


Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

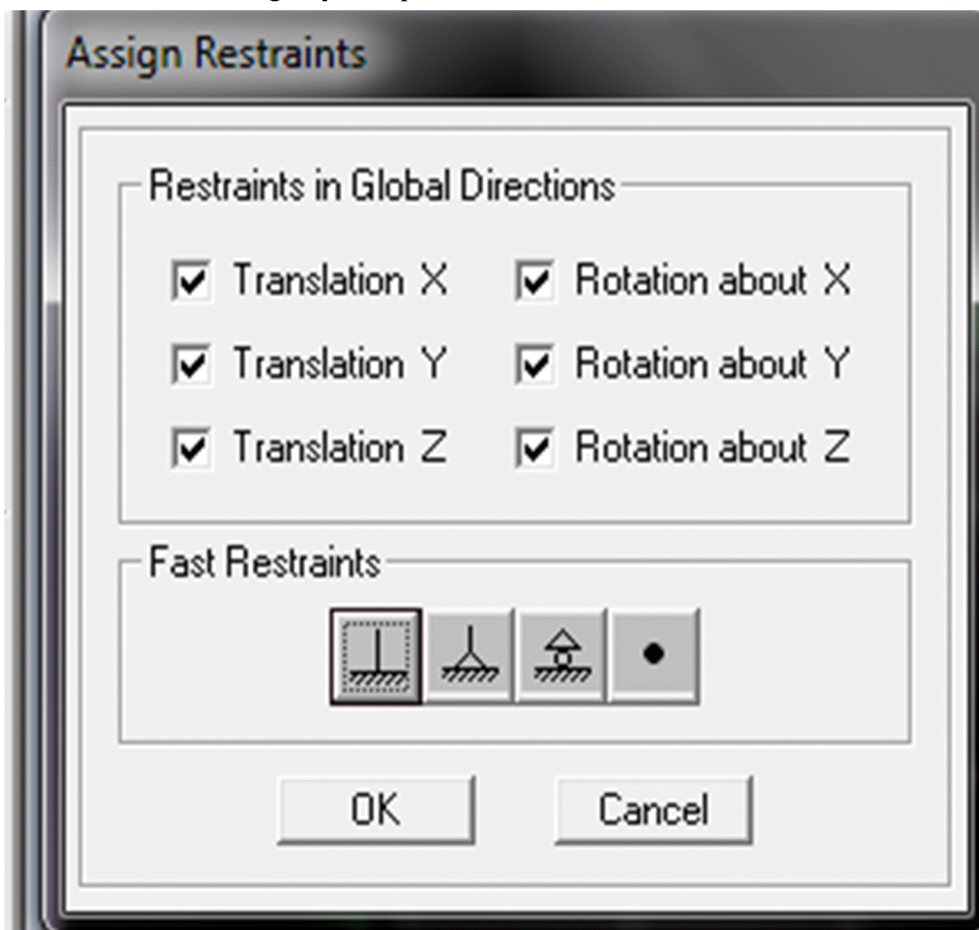
• Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.

- Ramenant l'instruction suivante :

Assing → joint/ point → restraints. 



d) Quatrième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :

Define Load Cases.**Charges permanentes**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

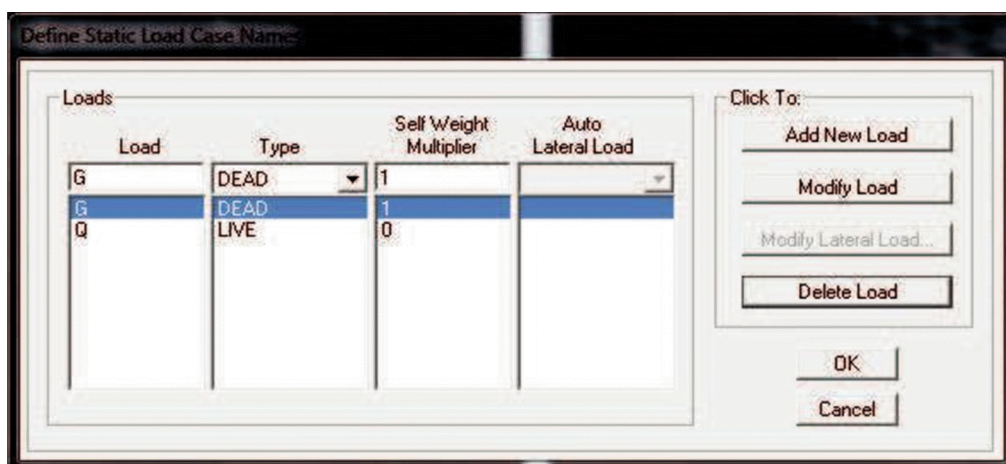
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre

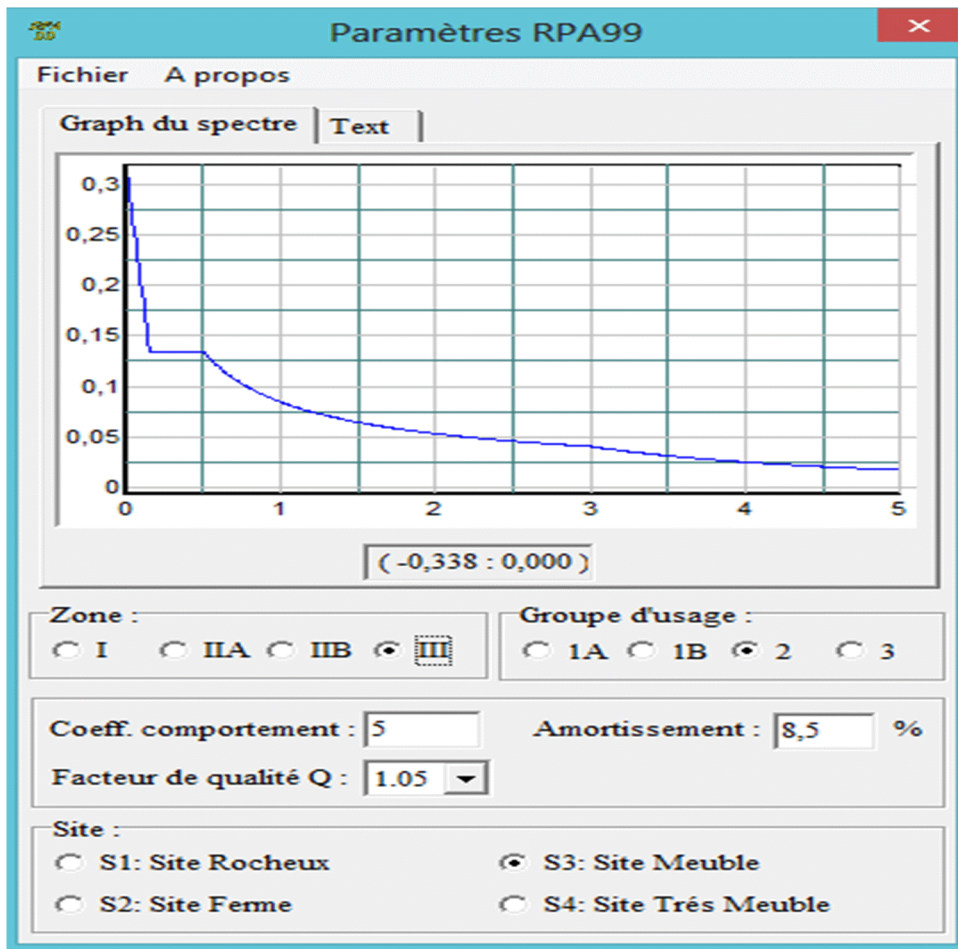
Données à introduire dans le logiciel :

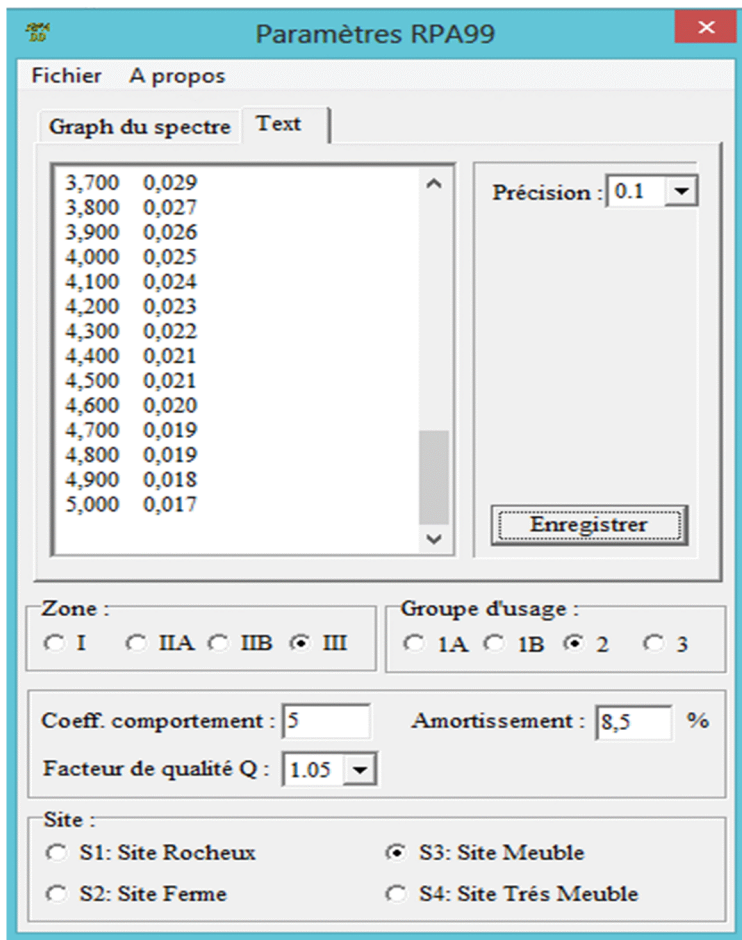
- Zone : III (Zone a sismicité forte, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient comportement $R=5$ (système de contreventement mixte de structures en portiques par des voiles en béton armée)
- Remplissage : 8,5 Dense (voiles en béton armée Tab 4-2 du RPA 2003).
- Site : site meuble S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.05.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\Sigma P_q \quad (\text{Tab 4-4 du RPA 2003})$$

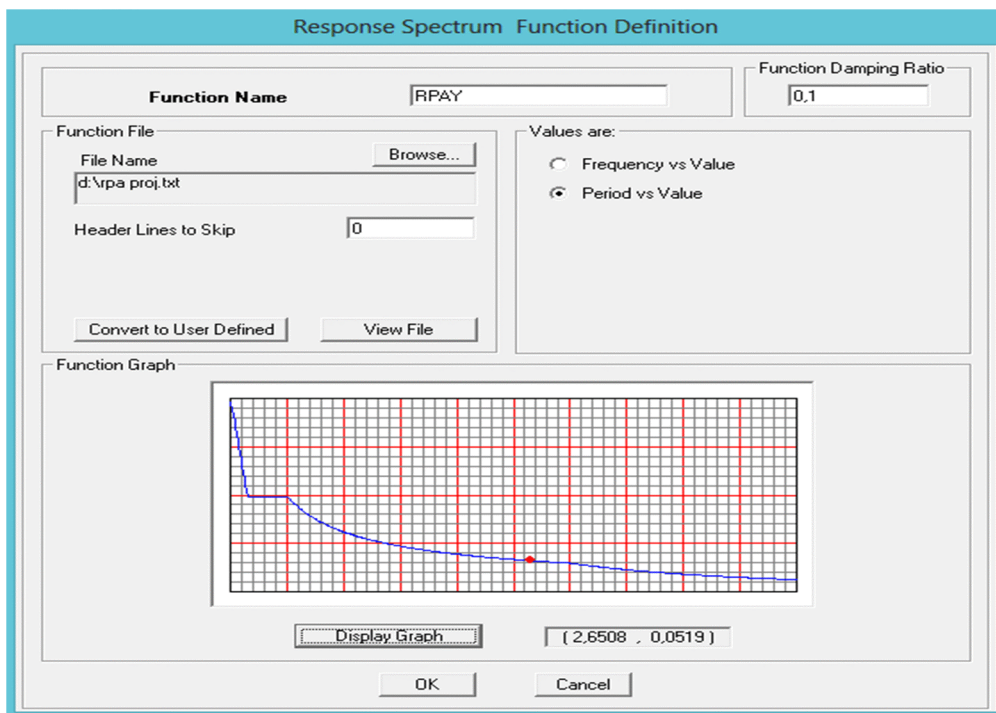
P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité





Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

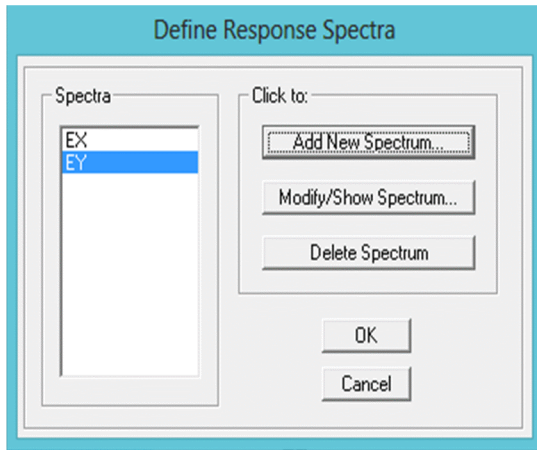
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

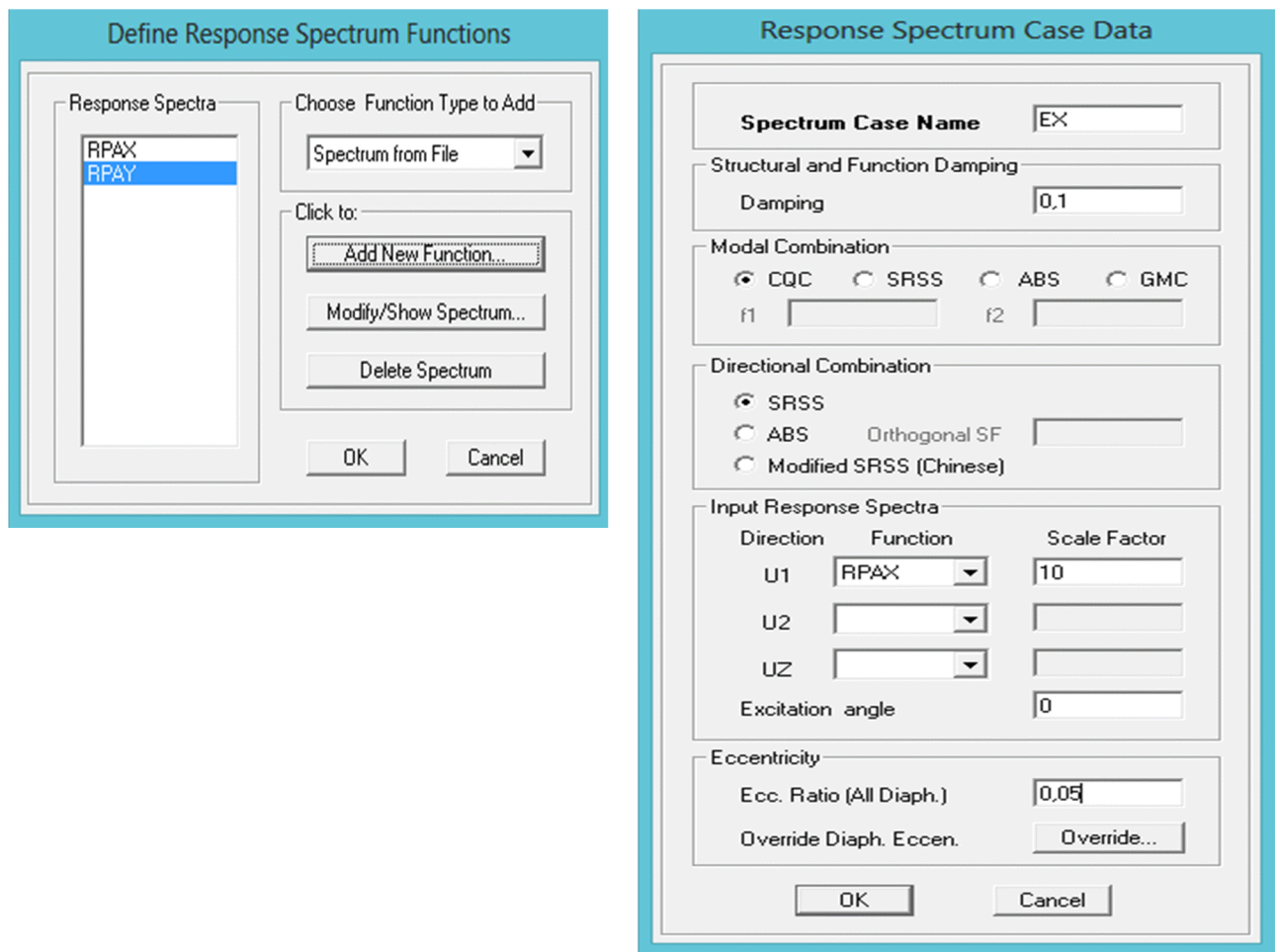


- **charge sismique :**

Define → Réponse Spectrum cases 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.






On fait la même chose pour EY :

e) Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → load combinations 

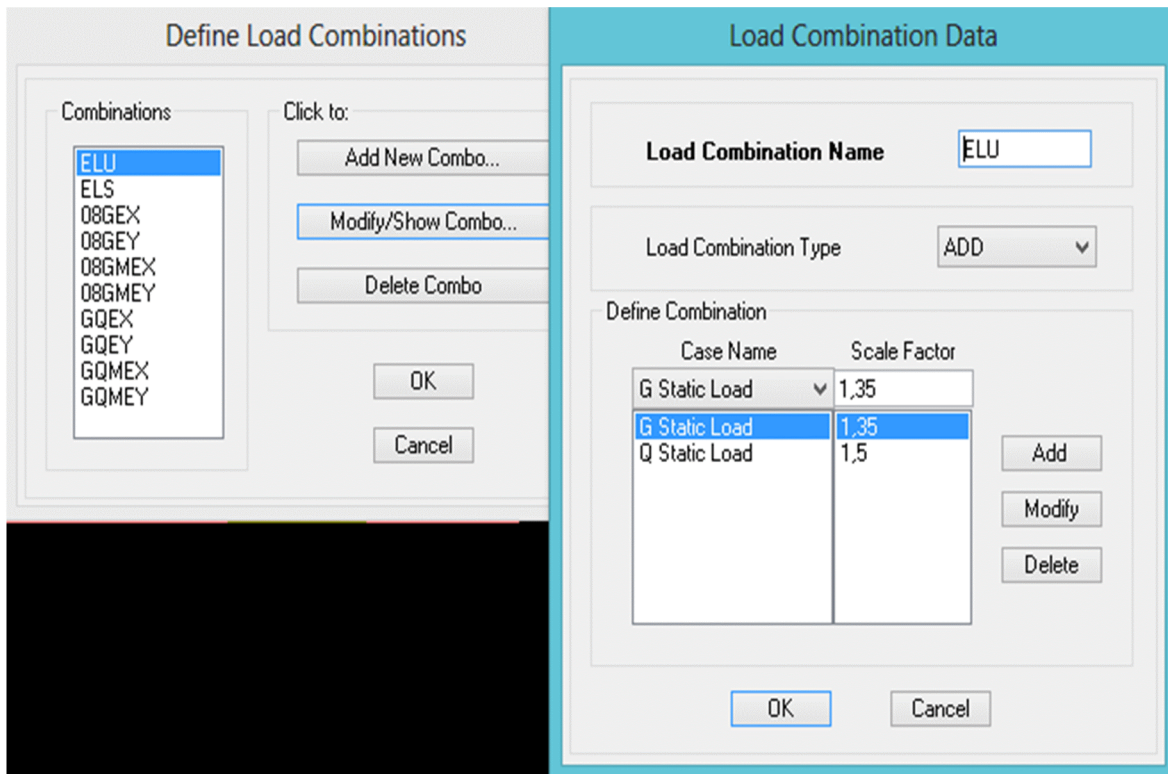
On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

$$G+Q\pm E, 0.8G\pm E$$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

$$ELU : 1.35G+1.5Q, ELS : G+Q$$

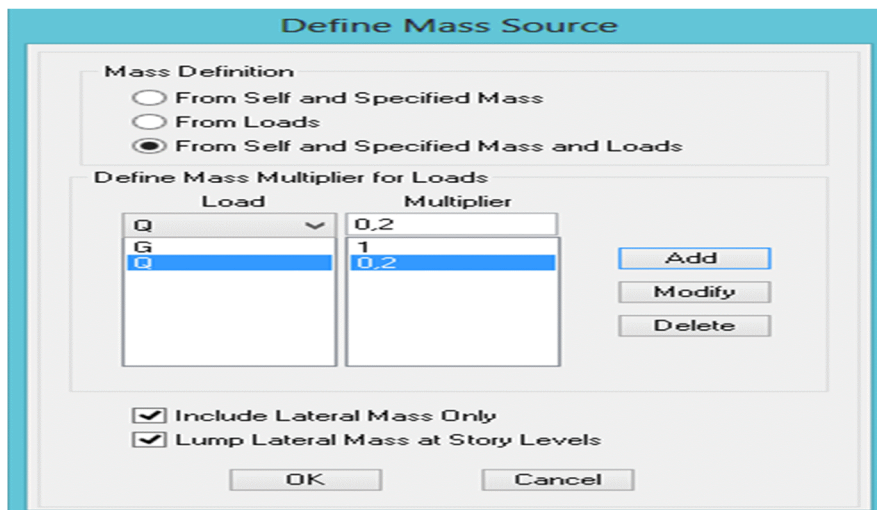


Mass- Source

Define → *Mass source*

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur I pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure

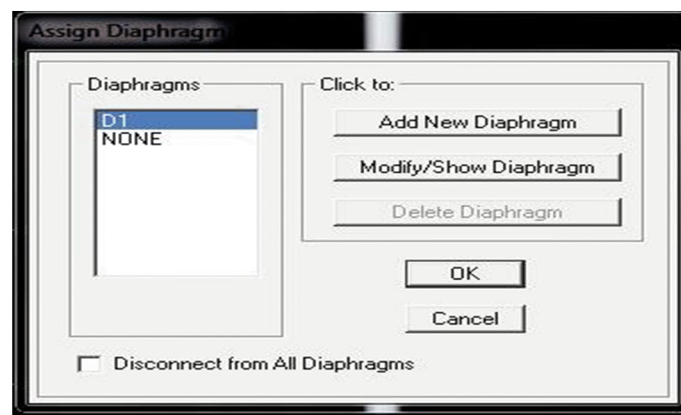


f) Sixième étape :**Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

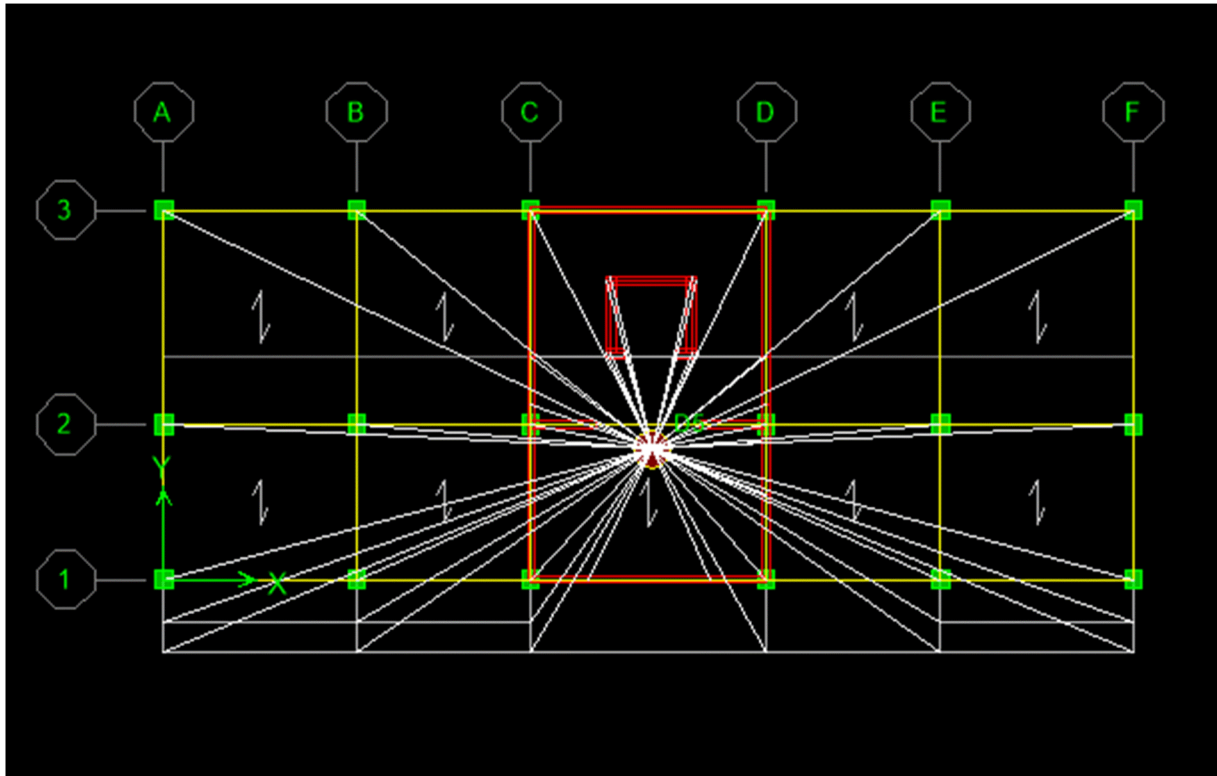
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm Add** → **New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.



g) Septième étape :

- **L'analyse :**
- ✓ **ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

✓ **ANALYSE MODALE :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

✓ **ANALYSE SPECTRALE :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la

combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

✓ **ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson- avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

✓ **Exécution :**

analyze → Run Analysis ou F5.

Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on Sélectionne la combinaison « **Modal** ».

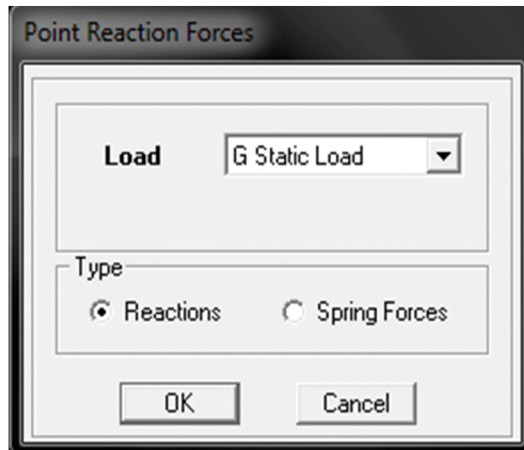
h) Huitième étape :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

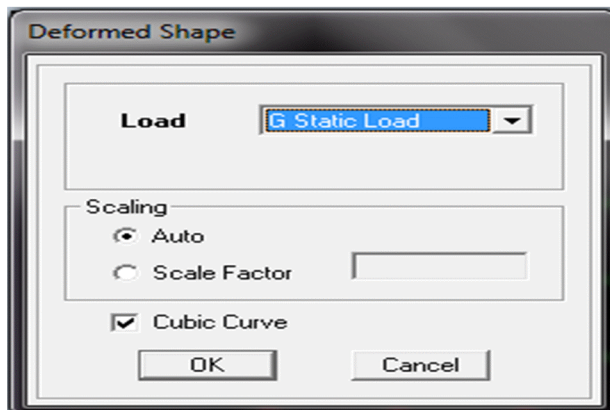
- **Déplacements :** 



Display → show Deformed shape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.



- **Visualisation des réactions :**

Display → show Member Forces /stress Diagram → Support/ Springs Reaction.

- **Visualisation des modes de vibration :**  Display → Show Mode Shape.

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

Visualisation des efforts internes dans les éléments barres:

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display —————> **Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Déplacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne **Ux** correspond au sens xx ,et **Uy** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY**».

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** .

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré

Chapitre VI

Vérification des résultats

VI.1.Introduction :

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

VI.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant (03) méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.Vérifications des conditions d'applications de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est applicable que dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées :

- Condition sur la hauteur.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.

a)Condition sur la hauteur :

Les bâtiments implanté en zone III ne doivent pas dépasser une hauteur de 65 [m].

Dans notre cas : $H= 31,56$ [m] => condition vérifiée

b) Régularité en plan :**-Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{21,20}{8,75} = 2,42 < 4$$

-Les excentricités : il faut que :

$$e_x \leq 5\%L_{\max}$$

$$e_x = X_{CR} - X_{CM} < 5\% L_{\max} = 1,03$$

Avec : **CM** : centre de masse et **CR** centre de torsion.

-Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_{max}$

Tableau VI-1- Excentricité suivant x-x

Story	Diaphragme	C_M	C_R	$C_M - C_R$	$5\%L_{max}$	Condition
S/SOL	D1	10,303	10,305	-0,002	1,03	Condition vérifiée
RDC	D2	10,288	10,301	-0,013	1,03	Condition vérifiée
ETAGE1	D3	10,276	10,235	0,041	1,03	Condition vérifiée
ETAGE2	D4	10,283	10,138	0,145	1,03	Condition vérifiée
ETAGE3	D5	10,286	10,075	0,211	1,03	Condition vérifiée
ETAGE4	D6	10,286	10,041	0,245	1,03	Condition vérifiée
ETAGE5	D7	10,285	10,035	0,25	1,03	Condition vérifiée
ETAGE6	D8	10,285	10,027	0,258	1,03	Condition vérifiée
ETAGE7	D9	10,285	10,014	0,271	1,03	Condition vérifiée
ETAGE8	D10	10,296	9,999	0,297	1,03	Condition vérifiée
ETAGE9	D11	10,35	10,331	0,019	1,03	Condition vérifiée

Décrochements du bâtiment :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

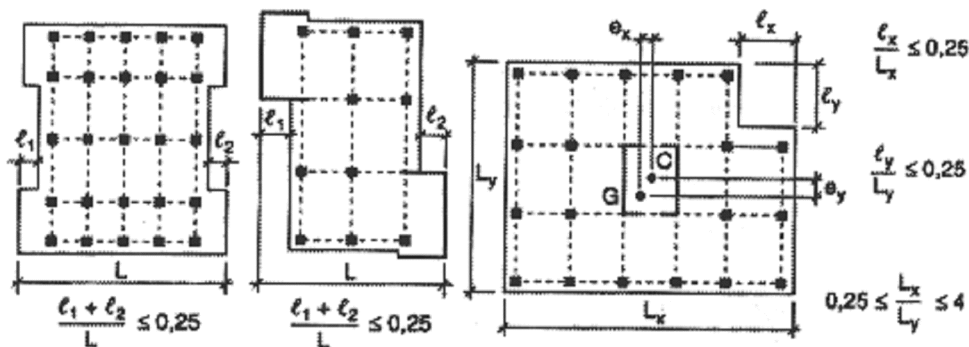


Figure VI-1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5

du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement.

-Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% ST$$

Avec :

S₀ : Surface totale des ouvertures.

ST : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 15,25 \text{ m}^2.$$

$$ST = 185,5 \text{ m}^2$$

- 15 % ST = 27,82 m².
- S₀ < 15 % ST → (Condition vérifiée.)

Conclusion :

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées donc notre ouvrage est irrégulier en plan.

a. La régularité en élévation :

- Notre système de contreventement est continu de bas en haut => Condition vérifiée.

- La variation de rigidités :

La raideur et la masse des différents niveaux diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- Il n'y a pas de décrochement en hauteur, donc la condition est vérifiée.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en élévation.

Conclusion :

La méthode statique équivalente est applicable puisque toutes les conditions sont vérifiées.

VI.4.Méthode statique équivalente :

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.5.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003})$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

a. coefficient d'accélération de la zone :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A= 0.25$

b. coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA) en fonction du système de contreventement : $R=5$ (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile)

c. facteur d'amplification dynamique moyen :

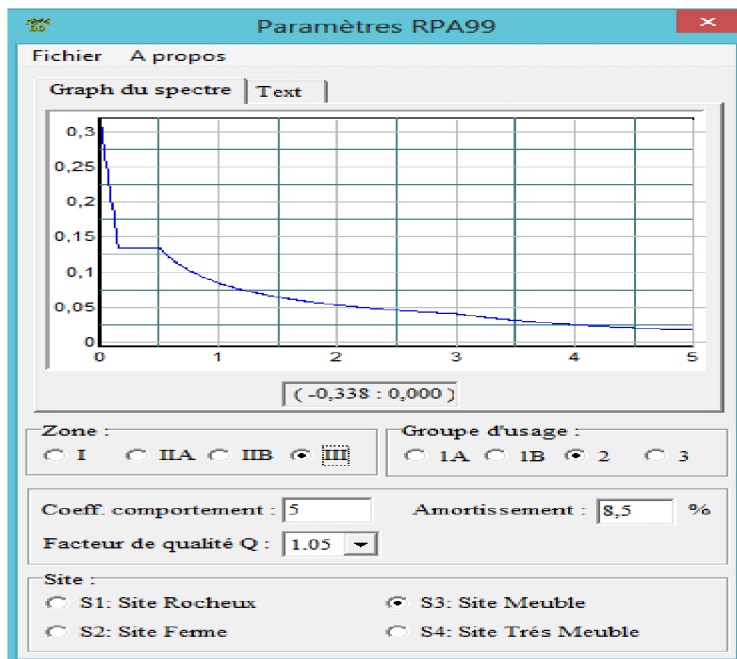
Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau

(4.7 RPA 99 modifié 2003) $T_2 = 0,5s$ (site meuble).



η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$.

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Tableau: Valeurs de ξ (%) (RPA Art 4-2)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre cas : (structure mixte en portique par des voiles en B.A / maçonnerie) :

$$\zeta = 8.5\% \text{ (tableau 4.2 RPA 99 modifié 2003).}$$

D'où :

Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes. (Selon ETABS)

- Tableau VI.3 :Périodes et participations massique

Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,612473	58,9977	0,0127	0	58,9977	0,0127	0
2	0,468674	0,0569	63,2913	0	59,0546	63,304	0
3	0,367111	4,4666	0,268	0	63,5212	63,572	0
4	0,167998	13,7252	0,015	0	77,2464	63,587	0
5	0,123515	5,4265	0,4842	0	82,673	64,0712	0
6	0,113438	0,0182	20,3997	0	82,6911	84,4709	0
7	0,091184	3,274	0,163	0	85,9652	84,6339	0
8	0,068921	0,3614	0,0692	0	86,3265	84,7031	0
9	0,062031	4,2277	0,1011	0	90,5542	84,8042	0
10	0,056748	0,0782	6,8264	0	90,6324	91,6306	0

La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] des RPA.

T période fondamentale de la structure, elle est donnée par :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6) du RPA

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles en béton armée.

$$C_T = 0,05 \quad , \quad h_n = 31,56 \text{ [m]}.$$

$$T_{emp} = 0,05 \times (31,56)^{3/4} = 0,66s$$

On aura :

$$D_L = 2,5 \cdot 0,81 \cdot \left(\frac{0,5}{0,66} \right)^{2/3} = 1,69$$

$$D_T = 2,5 \cdot 0,81 \cdot \left(\frac{0,5}{0,66} \right)^{2/3} = 1,69$$

La valeur de la période donnée par ETABS est égale à 0,6124s.

Et la période fondamentale de la structure est égale à 0,66s.

$$T_{emp} > T_{etabs}$$

d) Facteur de qualité :

Il est en fonction de :

Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4 du RPA).

Vérifié $P = 0$, dans le cas contraire $P = 0,05$.

Critère q	P _q (sens transversal)	P _q (sens longitudinal)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$\begin{cases} Q_x=1 \\ Q_y=1,05 \end{cases}$$

e) Poids de la structure :

$$W_T = \sum_{i=1}^h W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

W_i : Calculés à chaque niveau (i)

W_{Gi} : Poids des charges permanentes.

W_{Qi} : Poids des charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la charges d'exploitation est données par le tableau (RPA 99 / Art 4 – 5) ;

($\beta = 0,2$ Bâtiment à usage d'habitation)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- Tableau VI.4 : Masses des différents niveaux selon X et Y.

Etage	Mass X	Mass Y
Etage 8	262,3109	262,3109
Etage7	303,583	303,583
Etage6	303,583	303,583
Etage5	305,3935	305,3935
Etage4	310,0225	310,0225
Etage3	312,3065	312,3065
Etage2	339,4986	339,4986
Etage1	331,7072	331,7072
RDC	367,9375	367,9375
S-SOL	388,0164	388,0164
TOTAL W(KN)	3224,3591	3224,3591

f) Calcul de la force sismique

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V_X = \frac{A \cdot D \cdot Q_X}{R} \cdot W_T \quad ; \quad V_Y = \frac{A \cdot D \cdot Q_Y}{R} \cdot W_T$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Tableau VI.5 : La force sismique à la base selon x

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,25
	D _x	1,69
	Q _x	1
	R	5
forces sismiques (KN)		272,458

- Tableau VI.6 : La force sismique à la base selon y

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,25
	D _y	1,69
	Q _y	1,05
	R	5
forces sismiques (KN)	286,081	

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,69 \times 1}{5} \times 3224,3591 \Rightarrow V_x = 272,458 [KN]$$

$$V_x = 272,458 \times 0,8 = 217,966 KN$$

$$V_x \text{ étabs} = 3077,86 KN > V_x \text{ calcul} = 217,966 KN$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,69 \times 1,05}{5} \times 3224,3591 \Rightarrow V_y = 286,081 [KN]$$

$$V_y = 286,081 \times 0,8 = 228,86 KN$$

$$V_y \text{ étabs} = 3784,07 KN > V_y \text{ calcul} = 228,86 KN$$

L'effort tranchant à la base est vérifié

VI-6 : Pourcentage de 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).

Le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 90,6324%, une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 91,6306%.

Calcul des déplacements relatifs (RPA 99, modifié 2003, Art 4.4.3) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

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

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

$$\delta_{ek} = \frac{T_k}{\sum R_{ik}}$$

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1 % de l

a hauteur de l'étage (RPA 99, modifié 2003, Art 5.10)

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

- Tableau VI.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.

NIVEAU	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	h(m)	1% h_e	Condition
STORY11	5	0,0195	0,0975	0,0015	3,00	0,0300	Vérifiée
STORY10	5	0,0192	0,0960	0,0100	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY9	5	0,0172	0,0860	0,0110	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY8	5	0,0150	0,0750	0,0130	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY7	5	0,0124	0,0620	0,0145	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY6	5	0,0095	0,0475	0,0135	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY5	5	0,0068	0,0340	0,0110	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY4	5	0,0046	0,0230	0,0085	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY3	5	0,0029	0,0145	0,0070	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY2	5	0,0015	0,0075	0,0060	4,08	0,0408	Vérifiée
STORY1	5	0,0003	0,0015	0,0015	2,89	0,0289	Vérifiée

- Tableau VI.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

NIVEAU	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	h(m)	1% h_e	Condition
STORY11	5	0,0156	0,0780	0,0090	3,00	0,0300	Vérifiée
STORY10	5	0,0138	0,0690	0,0085	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY9	5	0,0121	0,0605	0,0090	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY8	5	0,0103	0,0515	0,0090	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY7	5	0,0085	0,0425	0,0090	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY6	5	0,0067	0,0335	0,0090	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY5	5	0,0049	0,0245	0,0075	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY4	5	0,0034	0,0170	0,0065	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY3	5	0,0021	0,0105	0,0045	3,06	0,0306	Vérifiée
STORY2	5	0,0012	0,0060	0,0045	4,08	0,0408	Vérifiée
STORY1	5	0,0003	0,0015	0,0015	2,89	0,0289	Vérifiée

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

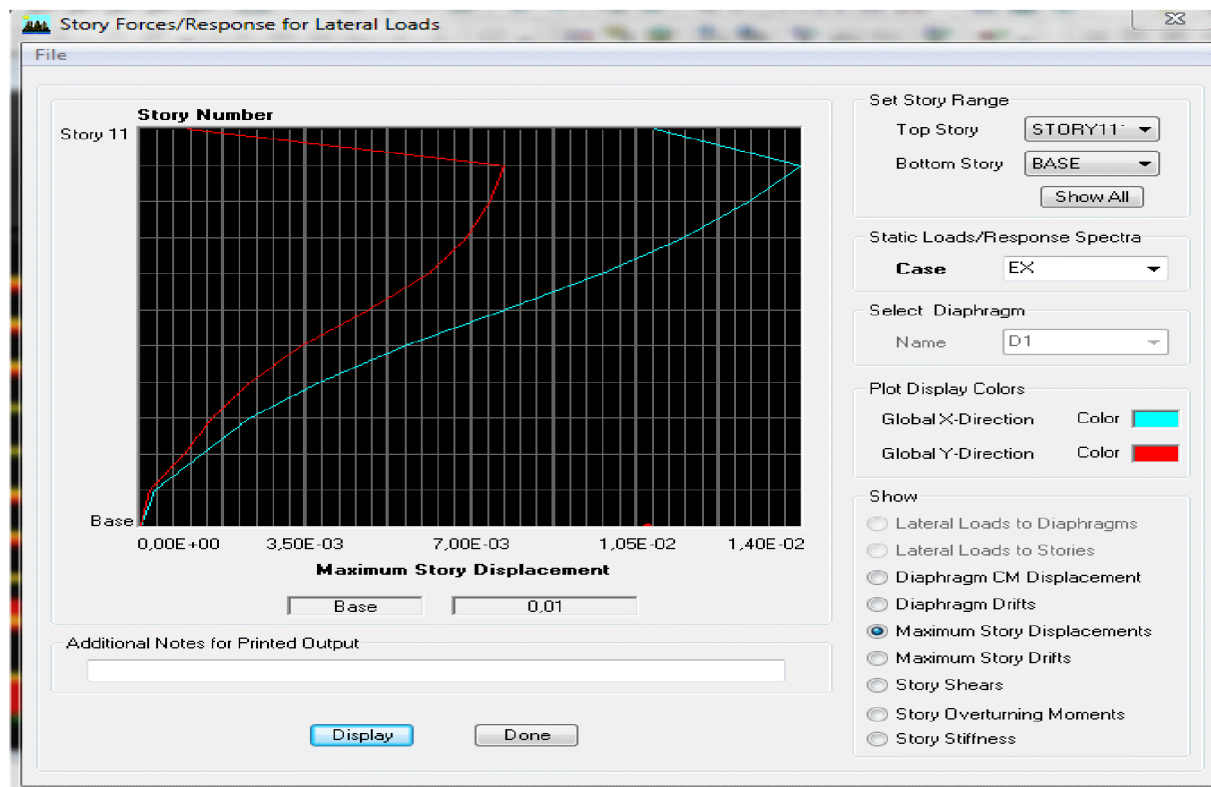
Vérification des déplacements selon l'ETABS :

Vérification du déplacement max :

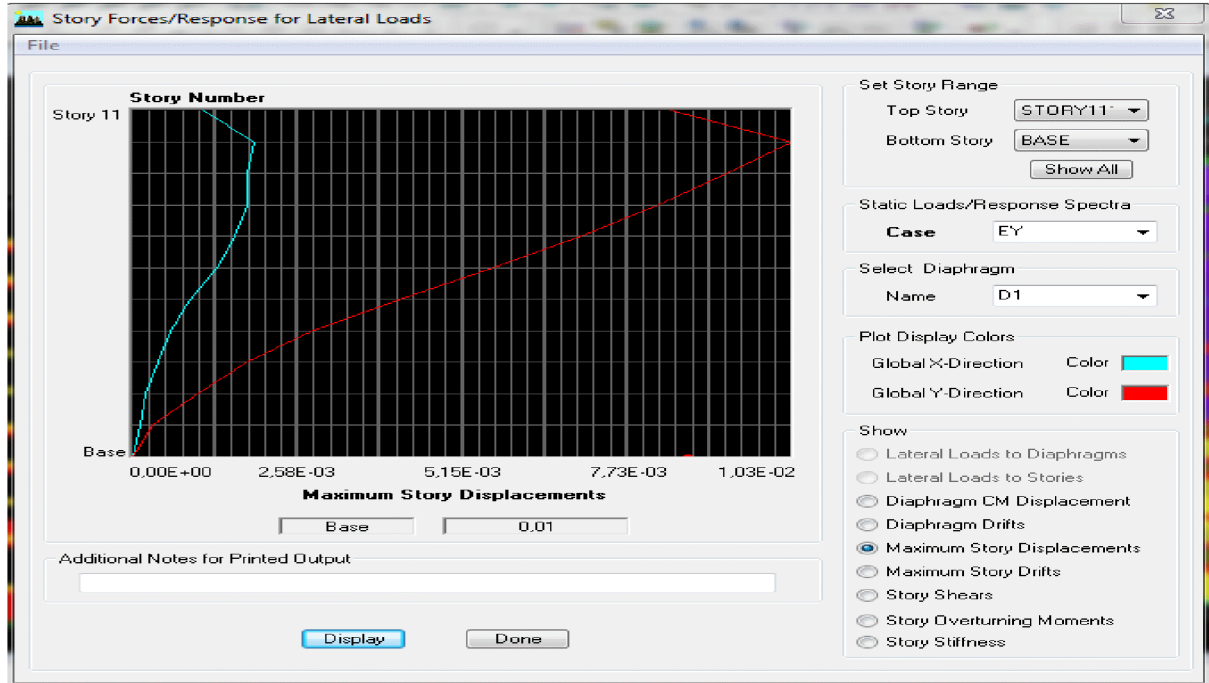
$$e_x \text{ et } e_y < f = \frac{H}{500}$$

Les résultats des déplacements donnés par le logiciel sont les suivants :

Vérification des déplacements maximal selon Ex :



Vérification des déplacements maximal selon Ey :



$\Delta_x = \Delta_y = 0,01\text{m} < f = \frac{H}{500} = \frac{31,56}{500} = 0,063\text{m}$ **Donc le déplacement maximum est vérifiée.**

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

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

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

↪ L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

- Tableau VI.6 : vérification de l'effet P-Delta.

NIV	Pk(KN)	Hk(m)	Sensx-x				Sens y-y			
			$\Delta k_x(m)$	$V_x(KN)$	$P_k \times \Delta k$	θ_x	$\Delta k_y(m)$	$V_y(KN)$	$P_k \times \Delta k$	θ_y
8	2012,15	3,06	0,0100	617,33	20,12	0,010	0,0085	37,78	17,10	0,014
7	4002,92	3,06	0,0110	1178,29	40,03	0,011	0,0090	818,23	36,03	0,014
6	5993,69	3,06	0,0130	1630,48	77,92	0,015	0,0090	1490,81	53,94	0,011
5	8003,97	3,06	0,0145	1992,80	116,05	0,019	0,0090	1991,69	72,03	0,011
4	10014,24	3,06	0,0135	2288,58	135,19	0,019	0,0090	2399,99	90,13	0,012
3	12053,21	3,06	0,0110	2526,70	132,58	0,017	0,0075	2751,30	90,40	0,010
2	14360,92	3,06	0,0085	2730,69	122,07	0,014	0,0065	3040,36	93,34	0,010
1	16417,33	3,06	0,0070	2894,27	114,92	0,013	0,0045	3300,71	73,88	0,007
rdc	18802,34	4,08	0,0060	3033,25	112,81	0,009	0,0045	3705,73	84,61	0,005
s/s	21598,70	2,89	0,0015	3077,86	32,40	0,004	0,0015	3784,07	32,40	0,003

L'effet du second ordre est négligeable donc la structure est stable.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifiée.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

Chapitre VII

Ferraillage des portiques

VII-1- Ferrailage des portiques :**VII-1-1 Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à L'ELU, sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront vérifiées à L'ELS, sous la combinaison G+Q.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

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

$$1,35G+1,5G \longrightarrow \text{En travées}$$

Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :**Armatures longitudinales :**• Le pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

$$\triangleright \text{Poutres principales de } (30 \times 40) : A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2.$$

$$\triangleright \text{Poutres secondaires de } (30 \times 35) : A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

• Le pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$\triangleright \text{Poutres principales de } (30 \times 40):$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

$$\triangleright \text{Poutres secondaires de } (30 \times 35):$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

• Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

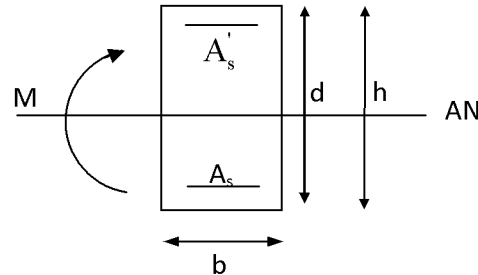
Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Etapas de calcul à L'ELU :**Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$$

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

**Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

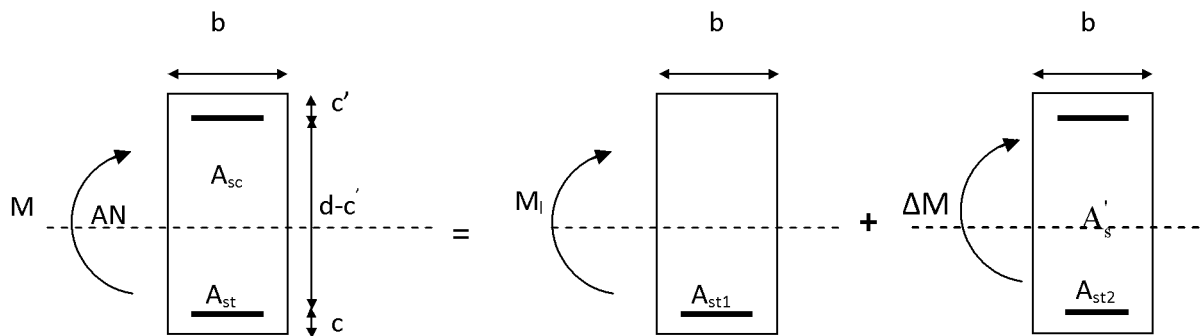
$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus)

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu \geq \mu_l = 0.392 \text{ la section est doublement armée (SDA).}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens x-x : Les poutres principales

En travée :

Tableau VII.1.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
8 ^{eme}	ELU	16,755	0,028	SSA	0,986	1,30	6,00	3HA14+2HA12	6,88
7 ^{eme}	ELU	16,755	0,028	SSA	0,986	1,30	6,00	3HA14+2HA12	6,88
6 ^{eme}	ELU	16,755	0,028	SSA	0,986	1,30	6,00	3HA14+2HA12	6,88
5 ^{eme}	ELU	12,854	0,020	SSA	0,990	0,99	6,00	3HA14+2HA12	6,88
4 ^{eme}	ELU	12,854	0,020	SSA	0,990	0,99	6,00	3HA14+2HA12	6,88
3 ^{eme}	ELU	12,854	0,020	SSA	0,990	0,99	6,00	3HA14+2HA12	6,88
2 ^{eme}	ELU	11,353	0,018	SSA	0,991	0,88	6,00	3HA14+2HA12	6,88
1 ^{er}	ELU	11,353	0,018	SSA	0,991	0,88	6,00	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	11,353	0,018	SSA	0,991	0,88	6,00	3HA14+2HA12	6,88
SOUS SOL	ELU	11,353	0,018	SSA	0,991	0,88	6,00	3HA14+2HA12	6,88

Aux appuis :

Tableau VII.1.2 : Ferrailage des poutres principales (G+Q+E) et (0,8G±E) (aux appuis)

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
	Nappe sup (G+Q±E)	46,397	0,077	SSA	0,960	3,70	6,00	3HA14+2HA12	6,88
8 ^{eme}	Nappe inf (0,8G±E)	46,852	0,078	SSA	0,959	3,74	6,00	3HA14+2HA12	6,88
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	46,397	0,077	SSA	0,960	3,70	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	46,852	0,078	SSA	0,959	3,74	6,00	3HA14+2HA12	6,88
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	46,397	0,077	SSA	0,960	3,70	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	46,852	0,078	SSA	0,959	3,74	6,00	3HA14+2HA12	6,88
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	56 ,401	0,094	SSA	0,951	4,54	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	57,069	0,095	SSA	0,949	4,61	6,00	3HA14+2HA12	6,88
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	56 ,401	0,094	SSA	0,951	4,54	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	57,069	0,095	SSA	0,949	4,61	6,00	3HA14+2HA12	6,88
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	56 ,401	0,094	SSA	0,951	4,54	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	57,069	0,095	SSA	0,949	4,61	6,00	3HA14+2HA12	6,88
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	52,525	0,087	SSA	0,955	4,21	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	53,013	0,088	SSA	0,954	4,26	6,00	3HA14+2HA12	6,88
1 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	52,525	0,087	SSA	0,955	4,21	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	53,013	0,088	SSA	0,954	4,26	6,00	3HA14+2HA12	6,88
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	52,525	0,087	SSA	0,955	4,21	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	53,013	0,088	SSA	0,954	4,26	6,00	3HA14+2HA12	6,88
SOUS SOL	Nappe sup (G+Q±E)	52,525	0,087	SSA	0,955	4,21	6,00	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	53,013	0,088	SSA	0,954	4,26	6,00	3HA14+2HA12	6,88

Les poutres secondaires

Suivant le Sens y-y :

En travée :

Tableau VII.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
8 ^{eme}	ELU	4,357	0,009	SSA	0,995	0,38	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 ^{eme}	ELU	4,357	0,009	SSA	0,995	0,38	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 ^{eme}	ELU	4,357	0,009	SSA	0,995	0,38	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 ^{eme}	ELU	3,585	0,008	SSA	0,996	0,32	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 ^{eme}	ELU	3,585	0,008	SSA	0,996	0,32	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 ^{eme}	ELU	3,585	0,008	SSA	0,996	0,32	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 ^{eme}	ELU	3,347	0,007	SSA	0,997	0,30	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 ^{er}	ELU	3,347	0,007	SSA	0,997	0,30	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	3,347	0,007	SSA	0,997	0,30	5,25	3HA14+2HA12	6,88
SOUS SOL	ELU	3,347	0,007	SSA	0,997	0,30	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Aux appuis :

Tableau VII.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G±E) (aux appuis)

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _{s cal} (cm ²)	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
	Nappe sup (G+Q±E)	19,067	0,043	SSA	0,978	1,72	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8 ^{eme}	Nappe inf (0,8G±E)	18,991	0,042	SSA	0,979	1,71	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	19,067	0,043	SSA	0,978	1,72	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	18,991	0,042	SSA	0,979	1,71	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	19,067	0,043	SSA	0,978	1,72	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	18,991	0,042	SSA	0,979	1,71	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	31,892	0,070	SSA	0,964	2,92	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	32,048	0,071	SSA	0,963	2,94	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	31,892	0,070	SSA	0,964	2,92	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	32,048	0,071	SSA	0,963	2,94	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	31,892	0,070	SSA	0,964	2,92	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	32,048	0,071	SSA	0,963	2,94	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	23,440	0,052	SSA	0,973	2,13	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	23,577	0,053	SSA	0,972	2,14	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	23,440	0,052	SSA	0,973	2,13	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	23,577	0,053	SSA	0,972	2,14	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RD C	Nappe sup (G+Q±E)	23,440	0,052	SSA	0,973	2,13	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	23,577	0,053	SSA	0,972	2,14	5,25	3HA14+2HA12	6,88
SOU S SOL	Nappe sup (G+Q±E)	23,440	0,052	SSA	0,973	2,13	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	23,577	0,053	SSA	0,972	2,14	5,25	3HA14+2HA12	6,88

VII.1.2. Vérifications à L'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Poutres principales de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,358 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

Poutres secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,177 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u »

prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{35,42 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,375} = 0,31 \text{ MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{8,24 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,325} = 0,08 \text{ MPa.}$$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\overline{\tau_u} \leq \tau_u$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,333 \text{ MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < 3,333 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < 3,333 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait :} \quad A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort

$$\text{égal à : } \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant a droite l'appui étant

normalement positif, si on a : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

$$\begin{aligned} \text{- Poutres principales : } & 35,42 - \frac{16,755}{0,9 \times 0,375} = -14,22 < 0 \\ \text{- Poutres secondaires : } & 8,24 - \frac{4,357}{0,9 \times 0,325} = -6,65 < 0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{- Poutres principales : } \\ \text{- Poutres secondaires : } \end{aligned}} \right\} \begin{array}{l} \text{Les armatures supplémentaires ne} \\ \text{sont pas nécessaires.} \end{array}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}$$

$$\text{- Poutres principales : } T_u = 35,42 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 37,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 675 \text{ KN}.$$

$$\text{- Poutres secondaires : } T_u = 8,24 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 585 \text{ KN}.$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

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

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{35,42 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 131,90} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{8,24 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131,90} = 0,21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa.}$$

$$\text{Pour les } T_{12} : l_s = 42,32 \text{cm}$$

$$\text{Pour les } T_{14} : l_s = 49,39 \text{cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 16,93 \text{cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 19,76 \text{cm.}$$

VII.1.3. Vérification à l'ELS :

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 compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8	12,411	6,88	0,611	0,885	28,48	54,35	1,91	15	vérifiée
7	12,411	6,88	0,611	0,885	28,48	54,35	1,91	15	vérifiée
6	12,411	6,88	0,611	0,885	28,48	54,35	1,91	15	vérifiée
5	9,521	6,88	0,611	0,885	28,48	41,70	1,46	15	vérifiée
4	9,521	6,88	0,611	0,885	28,48	41,70	1,46	15	vérifiée
3	9,521	6,88	0,611	0,885	28,48	41,70	1,46	15	vérifiée
2	8,410	6,88	0,611	0,885	28,48	36,83	1,29	15	vérifiée
1	8,410	6,88	0,611	0,885	28,48	36,83	1,29	15	vérifiée
RDC	8,410	6,88	0,611	0,885	28,48	36,83	1,29	15	vérifiée
Sous Sol	8,410	6,88	0,611	0,885	28,48	36,83	1,29	15	vérifiée

Tableau VII.1.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8	25,263	6,88	0,611	0,8845	28,29	110,70	3,91	15	vérifiée
7	25,263	6,88	0,611	0,8845	28,29	110,70	3,91	15	vérifiée
6	25,263	6,88	0,611	0,8845	28,29	110,70	3,91	15	vérifiée
5	22,521	6,88	0,611	0,8845	28,29	98,69	3,49	15	vérifiée
4	22,521	6,88	0,611	0,8845	28,29	98,69	3,49	15	vérifiée
3	22,521	6,88	0,611	0,8845	28,29	98,69	3,49	15	vérifiée
2	17,717	6,88	0,611	0,8845	28,29	77,64	2,74	15	vérifiée
1	17,717	6,88	0,611	0,8845	28,29	77,64	2,74	15	vérifiée
RDC	17,717	6,88	0,611	0,8845	28,29	77,64	2,74	15	vérifiée
Sous Sol	17,717	6,88	0,611	0,8845	28,29	77,64	2,74	15	vérifiée

Poutres secondaires :

Tableau VII.1.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8	3,227	6,88	0,704	0,878	25,98	16,44	0,63	15	vérifiée
7	3,227	6,88	0,704	0,878	25,98	16,44	0,63	15	vérifiée
6	3,227	6,88	0,704	0,878	25,98	16,44	0,63	15	vérifiée
5	2,656	6,88	0,704	0,878	25,98	13,53	0,52	15	vérifiée
4	2,656	6,88	0,704	0,878	25,98	13,53	0,52	15	vérifiée
3	2,656	6,88	0,704	0,878	25,98	13,53	0,52	15	vérifiée
2	2,479	6,88	0,704	0,878	25,98	12,63	0,49	15	vérifiée
1	2,479	6,88	0,704	0,878	25,98	12,63	0,49	15	vérifiée
RDC	2,479	6,88	0,704	0,878	25,98	12,63	0,49	15	vérifiée
Sous Sol	2,479	6,88	0,704	0,878	25,98	12,63	0,49	15	vérifiée

Tableau VII.1.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8	7,202	6,88	0,704	0,878	25,98	36,68	1,41	15	vérifiée
7	7,202	6,88	0,704	0,878	25,98	36,68	1,41	15	vérifiée
6	7,202	6,88	0,704	0,878	25,98	36,68	1,41	15	vérifiée
5	5,060	6,88	0,704	0,878	25,98	25,77	0,99	15	vérifiée
4	5,060	6,88	0,704	0,878	25,98	25,77	0,99	15	vérifiée
3	5,060	6,88	0,704	0,878	25,98	25,77	0,99	15	vérifiée
2	4,099	6,88	0,704	0,878	25,98	20,88	0,80	15	vérifiée
1	4,099	6,88	0,704	0,878	25,98	20,88	0,80	15	vérifiée
RDC	4,099	6,88	0,704	0,878	25,98	20,88	0,80	15	vérifiée
Sous SOL	4,099	6,88	0,704	0,878	25,98	20,88	0,80	15	vérifiée

VII.1.4. Vérification de la flèche :

a) Sens transversal (poutres secondaires) : y-y

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{35}{500} = 0,070 \geq \frac{3,227}{10 \times 97,42} = 0,0033 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{35}{500} = 0,070 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} \cdot \frac{6,88}{30 \times 32,5} = 0,0070 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

b) Sens longitudinal (poutres principales) : x-x

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec L : portée de la console (L=5,00m)

E_v : Module de déformation longitudinal différée ($E_v = 1081887 \text{ MPa}$)

Avec : $E_v = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son CDG.

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 40 + 15 \times 6,88$$

$$B_0 = 1303,20 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (40)^2}{2} + 15 \times 37,5 \times 6,88$$

$$S_x = 27354 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{27354}{1303,20} \rightarrow V_1 = 20,90 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20,90 \rightarrow V_2 = 19,10 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(20,90)^3 + (19,10)^3] + 15 \times 6,88 \times (19,10 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 189409,79 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,88}{30 \times 37,5} \rightarrow \rho = 0,0070$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0070 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 3,00$$

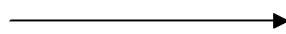
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0070 \times 201,63 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,48$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 189409,79}{1 + 0,4 \times 3,00 \times 0,48} \rightarrow I_{fv} = 132202,26 \text{ cm}^4$$

$$d'ou : f_v = \frac{3,227 \times 10^5 (500)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 132202,26} \rightarrow f_v = 0,141 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} \rightarrow \bar{f} = 1 \text{ cm}$

$$f_v < \bar{f}$$



Condition vérifiée.

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant

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

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$b_0 = 30cm$: largeur de la section du béton

$h = 40cm$: hauteur de la section du béton

$\phi_l : 14cm$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{10}; 1.40; \frac{40}{35}\right) cm$$

Soit : $\phi_t = 8mm$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 2.01 cm^2$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier en $\phi = 8 mm$ soit $A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$

A) Calcul des espacements :

L'espacement entre les cadres est comme suite :

Selon le B.A.E.L 91 Art (A.5.2 ,22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \iff S_t \leq \min(33,75cm; 40cm)$$

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodal (appuis)} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

- Poutre principale de (30×40) : $S_t = 8\text{cm}$
- Poutre secondaire de (30×35) : $S_t = 8\text{cm}$

$$\text{Zone courante (travée)} : S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principale de (30×40) : $S_t = 15\text{cm}$
- Poutre secondaire de (30×35) : $S_t = 15\text{cm}$

B) Détermination de la zone nodale

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

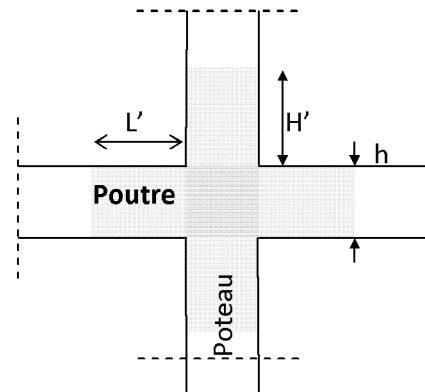
b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

$$\text{On aura : } H' = \max\{51; 30; 40; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm : poutre principales.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm : poutre secondaires.}$$



Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

A. Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

C) Disposition des armatures :

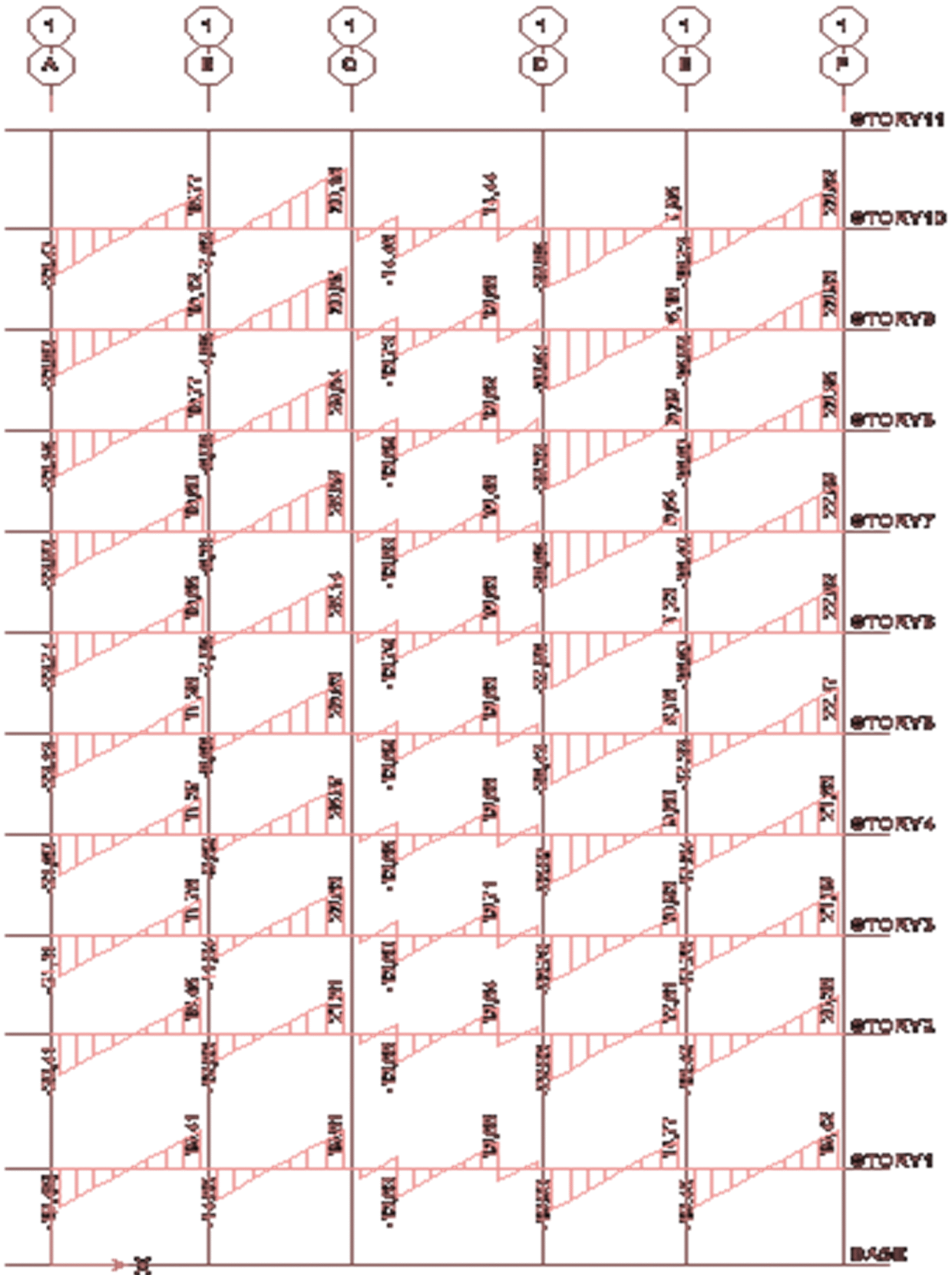
Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

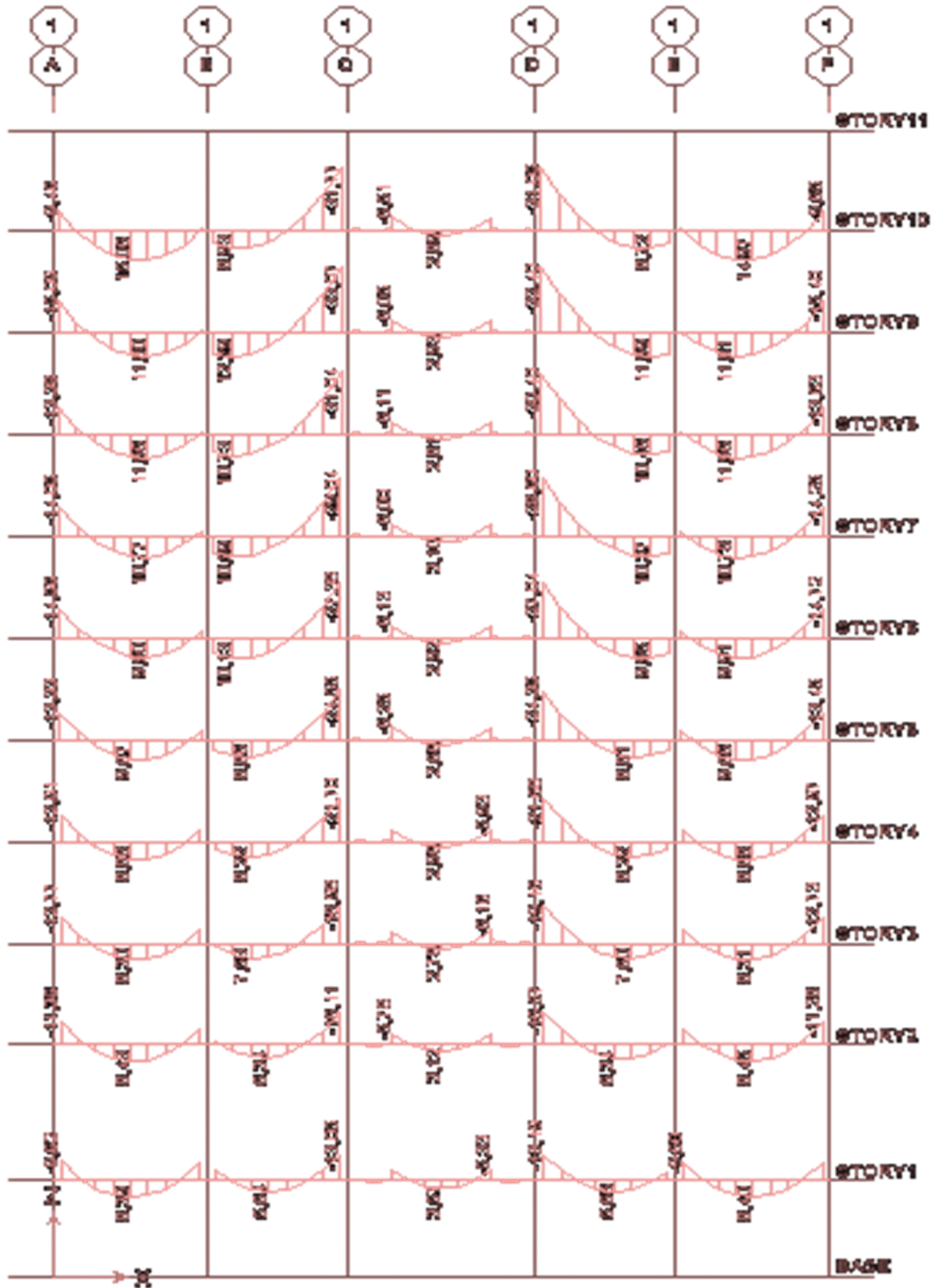
$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Exemple de l'effort tranchant des poutres principales axe 1.



Exemple du moment 3-3 des poutres principales axe1



VII.2. Ferrailage des poteaux :**VII.2.1.Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

1,35G+1,5Q	ELU
G+Q	ELS
0,8G±E	RPA2003
G+Q±E	RPA2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

En procédant a des vérifications a l'ELS.

2)-Les recommandations du (RPA 99 ADDENDA 2003, P 59-65) pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ.(zone III)**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.

a)Les armatures longitudinales

-Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.9%** de la section du béton.

- Poteau (40x50) : $A_{\min} = 0,009(40 \times 50) = 18 \text{ cm}^2$;
- Poteau (35x40) : $A_{\min} = 0,009(35 \times 40) = 12,6 \text{ cm}^2$;
- Poteau (30x35) : $A_{\min} = 0,009(30 \times 35) = 9,45 \text{ cm}^2$;

-Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'acier est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

➤ **Zone de recouvrement :**

- Poteau (40x50) : $A_{\min} = 0,06(40 \times 50) = 120 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x40) : $A_{\min} = 0,06(35 \times 40) = 84 \text{ cm}^2$

- Poteau (30×35) : $A_{\min} = 0,06(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

➤ **zone courante :**

- Poteau (40×50) : $A_{\min} = 0,04 (40 \times 50) = 80 \text{ cm}^2$

- Poteau (35×40) : $A_{\min} = 0,04 (35 \times 40) = 56 \text{ cm}^2$

- poteau (30×35) : $A_{\min} = 0,04 (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_c}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_c : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15 \phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum.

VII.2.3. Calcul du ferraillage

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

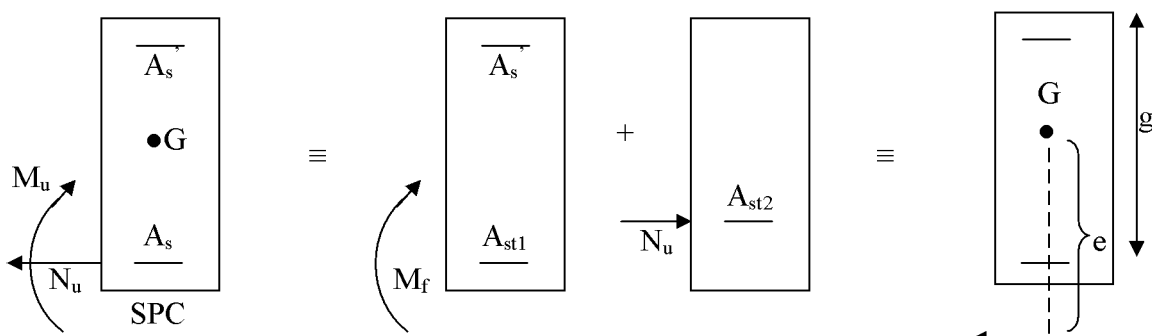
$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

• **Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$D'où la section réelle est $A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$ $\left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction.} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression.} \end{array} \right.$$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA). ($A' \neq 0$)

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$, $A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

-Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

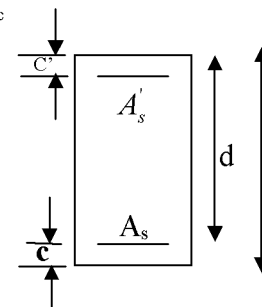
Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$\text{Si : } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$



Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} cas :

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.2.4. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} . \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{-Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée. (SEC)}$$

$$\text{-Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée (SPC)}$$

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$B_0 = b \times h + 15(A + A')$ \longrightarrow section total homogène.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \frac{bh^2}{2} + 15 \left\{ (A \cdot c' + A' \cdot d) \right\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

- **La section entièrement comprimée :**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

- **La section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + c$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = py_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

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

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

Pour effectuer la résolution, on procède come suite :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines.

$$1) y_1' = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$2) y_1' = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right)$$

$$3) y_1' = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right)$$

Avec :

$$\varphi = \arccos \left[\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour (y) celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_1}{I} y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A \times (d - y_{ser}) + A' \times (y_{ser} - c') \right]$$

Tableau VII.2.1.Ferraillage des Poteaux longitudinaux sens (x-x) ; (M₃) :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$\frac{h}{2} - c$	e _u (m)	obs	A' Cm ²	A Cm ²
6, 7, 8	N _{max}	202,33	4,354	0,15	0,021	SEC	0	0
	N _{min}	107,69	5,116	0,15	0,047	SEC	0	0
	M _{max}	101,39	33,181	0,15	0,327	SPC	0	1,69
3, 4, 5	N _{max}	419,59	4,016	0,8	0,009	SEC	0	0
	N _{min}	227,33	4,979	0,8	0,021	SEC	0	0
	M _{max}	138,65	63,158	0,8	0,455	SEC	0	3,32
S-SOL RDC, 1,2	N _{max}	723,29	1,275	0,23	0,001	SEC	0	0
	N _{min}	421,51	0,105	0,23	0,0002	SEC	0	0
	M _{max}	269,85	43,588	0,23	0,161	SEC	0	0

Tableau VII.2.2.Ferrailage des Poteaux transversaux sens (y-y) ; (M₂) :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$\frac{h}{2} - c$	e _u (m)	obs	A' Cm ²	A Cm ²	A
6, 7, 8	N _{max}	202,33	5,233	0,15	0,025	SEC	0	0	
	N _{min}	107,69	9,164	0,15	0,085	SEC	0	0	
	M _{max}	101,39	14,751	0,15	0,145	SEC	0	0	
3, 4, 5	N _{max}	419,59	6,598	0,8	0,015	SEC	0	0	
	N _{min}	227,33	11,932	0,8	0,052	SEC	0	0	
	M _{max}	138,65	20,783	0,8	0,149	SEC	0	0	
S-SOL RDC, 1, 2	N _{max}	723,29	0,298	0,23	0,001	SEC	0	0	
	N _{min}	421,51	18,082	0,23	0,042	SEC	0	0	
	M _{max}	269,85	21,413	0,23	0,079	SEC	0	0	

VII.2.6.Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC

a) Poteaux longitudinaux :

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	e _s (m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
6,7,8	N _{max}	149,88	3,225	0,021	0,15	SEC	1,74	0,87	15	C.V
	N _{min}	107,69	5,116	0,047	0,15	SEC	1,62	0,25	15	C.V
	M _{max}	101,39	33,181	0,327	0,15	SPC	7,65	0	15	C.V
3,4,5	N _{max}	310,81	2,975	0,009	0,8	SEC	2,21	1,72	15	C.V
	N _{min}	227,33	4,979	0,021	0,8	SEC	1,84	1,03	15	C.V
	M _{max}	138,65	61,158	0,441	0,8	SEC	7,88	0	15	C.V
S/sol, RDC,1,2	N _{max}	535,77	0,944	0,001	0,23	SEC	2,43	2,35	15	C.V
	N _{min}	421,51	0,105	0,0002	0,23	SEC	1,89	1,88	15	C.V
	M _{max}	269,85	43,588	0,161	0,23	SEC	3,42	0	15	C.V

b) Poteaux transversaux

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	e_s (m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
6,7,8	N_{max}	149,88	3,876	0,025	0,15	SEC	1,82	0,78	15	C.V
	N_{min}	107,69	9,164	0,085	0,15	SEC	2,21	0	15	C.V
	M_{max}	101,39	14,451	0,142	0,15	SEC	3,29	0	15	C.V
5,4,3	N_{max}	310,81	4,887	0,015	0,8	SEC	2,7	1,79	15	C.V
	N_{min}	227,33	11,932	0,052	0,8	SEC	2,74	0,54	15	C.V
	M_{max}	138,65	20,783	0,149	0,8	SEC	3,16	0	15	C.V
RDC,1,2	N_{max}	535,77	0,221	0,0004	0,23	SEC	2,4	2,38	15	C.V
	N_{min}	421,51	18,082	0,042	0,23	SEC	2,72	1,04	15	C.V
	M_{max}	269,85	21,413	0,079	0,23	SEC	2,04	0,37	15	C.V

c) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1-Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_1}{3} \longrightarrow \varnothing_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm, soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

2-Espacement des armatures :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min} , 15 \text{ cm})$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 12 \text{ mm} \longrightarrow S_t \leq \min \{ 12, 15 \text{ cm} \} \text{ soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 14 \text{ mm} \longrightarrow S_t \leq \min \{ 14, 15 \text{ cm} \} \text{ soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 16 \text{ mm} \longrightarrow S_t \leq \min \{ 16, 15 \text{ cm} \} \text{ soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} .$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 12 \text{ mm} \longrightarrow S_t' \leq 18 \text{ cm} \text{ soit : } S_t' = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 14 \text{ mm} \longrightarrow S_t' \leq 21 \text{ cm} \text{ soit : } S_t' = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : } \varnothing_1^{\min} = 16 \text{ mm} \longrightarrow S_t' \leq 24 \text{ cm} \text{ soit : } S_t' = 15 \text{ cm.}$$

3-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\varnothing_t = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_r = 40\varnothing_t = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 40\varnothing_t = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

4-Vérification de la quantité d'armatures :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{-Si : } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si : } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si : } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes.}$$

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \& \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12 b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}$$

$I_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

i : rayon de giration.

- Poteau de 30×35 : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 266 = 18,43$
- Poteau de 35×40 : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 266 = 16,12$
- Poteau de 40×50 : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 368 = 17,85$
- Poteau de 40×50 : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 249 = 12,07$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures :

$$\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5-Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA 99:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon BAEL99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28}=25\text{MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{array} \right. \longrightarrow \rho_b = 0,075$$

Niveau	Sections (Cm ²)	T _{max} (KN)	τ _b (MPa)	λ _g	ρ _b	τ _{bu} (RPA99)	τ _{bu} (BAEL99)	Obs
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30×35	15,45	0,152	18,43	0,075	1,875	3,25	C.V
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	35×40	14,28	0,124	16,12	0,075	1,875	3,25	C.V
Sous Sol RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	40×50	14,30	0,075	17,85	0,075	1,875	3,25	C.V

Figure VII.1 : Exemple du Moment 3-3 des poteaux, axe 1

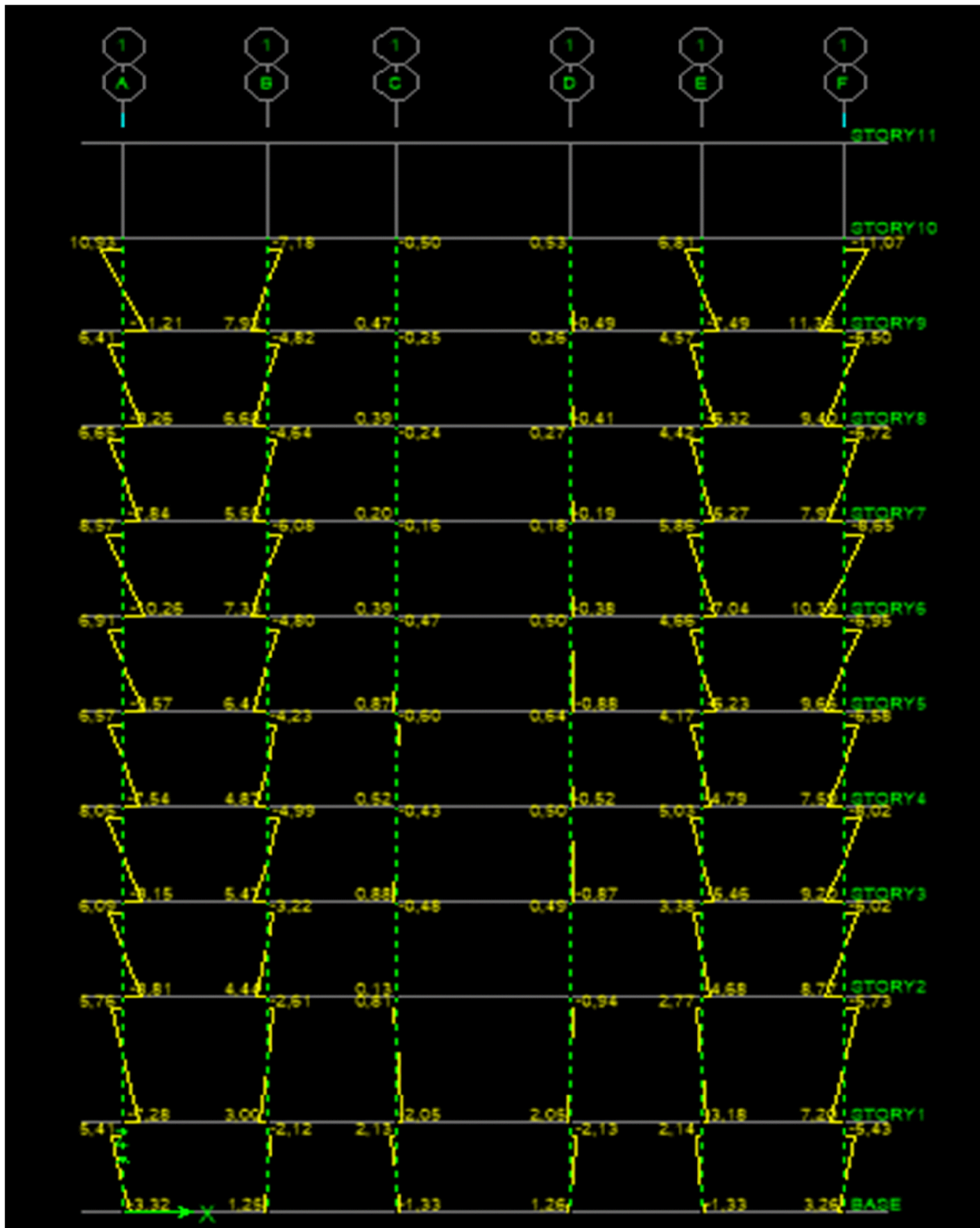


Figure VII.2 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 1

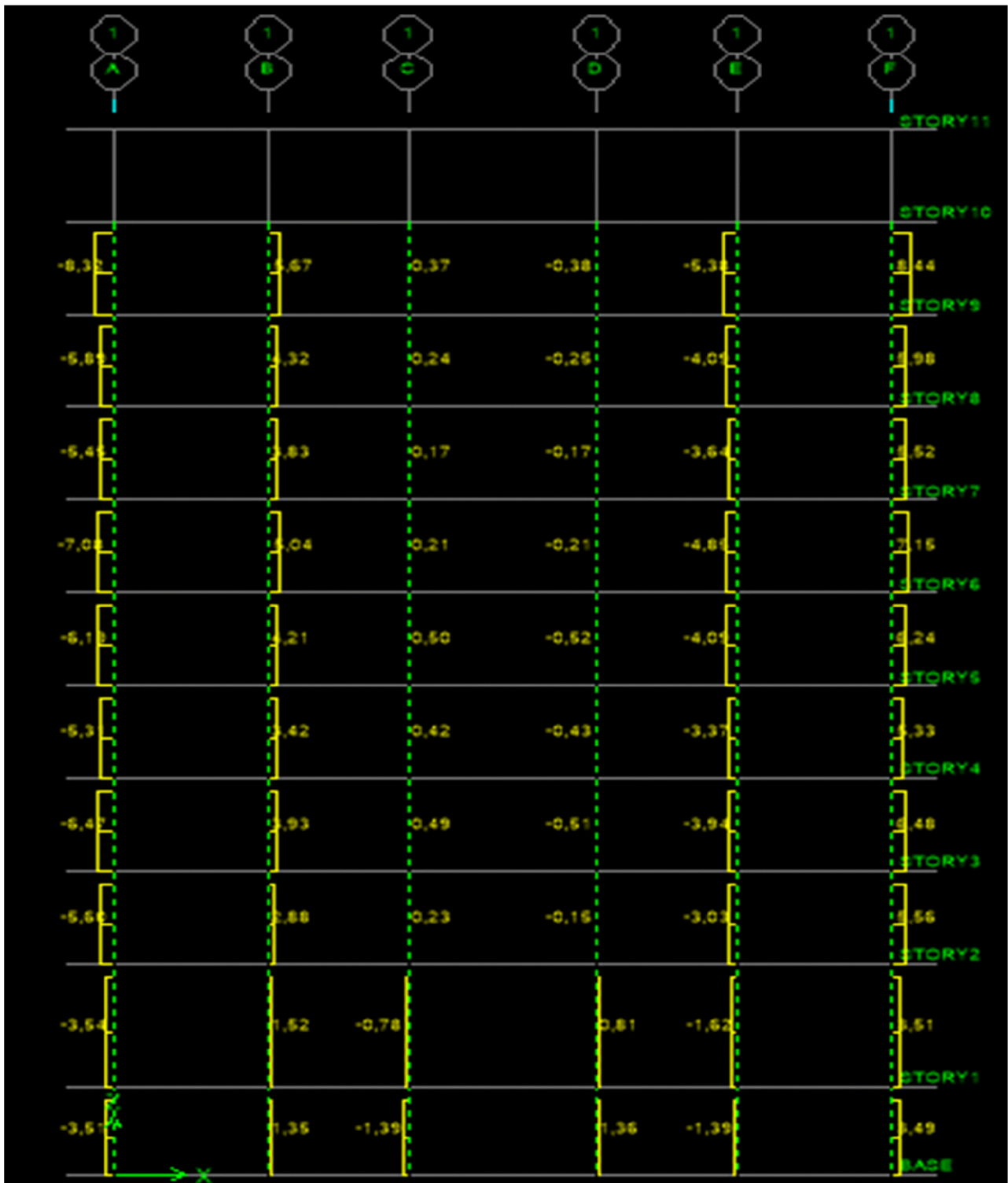
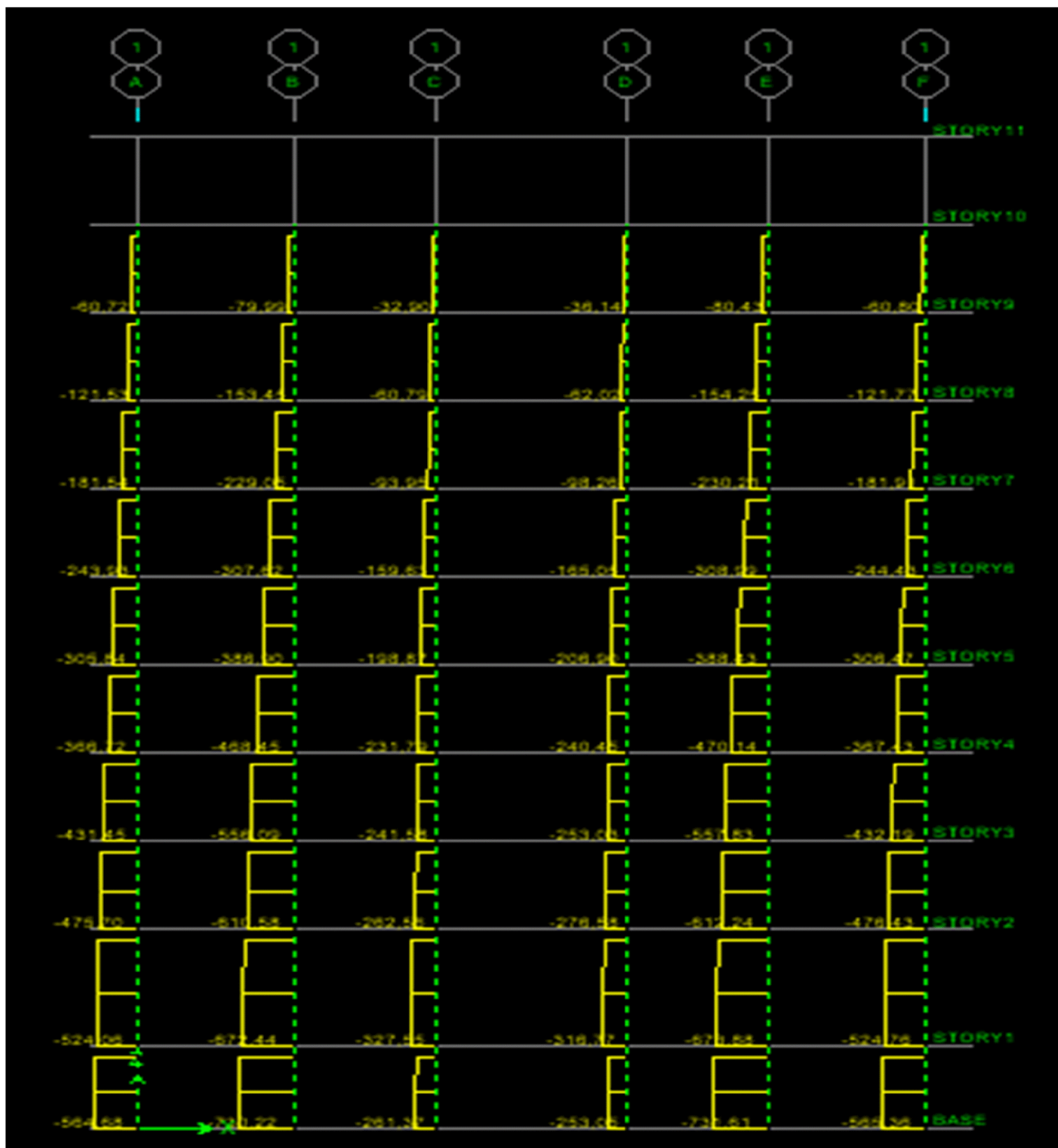


Figure VII.3 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 1.



Ferrailage des voiles :

VIII.1.Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en trois zones de calcul :

- **Zone I** → S .SOL. R.D.C, 1^{er} étage,2^{eme} étage
- **Zone II** → 3^{eme}, 4^{eme} étage et5^{eme} étage
- **Zone III** → 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage
- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99révise 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues

VIII.2. Armatures verticales :

VIII.2.1. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{Avec : } e \text{ : épaisseur du voile}$$

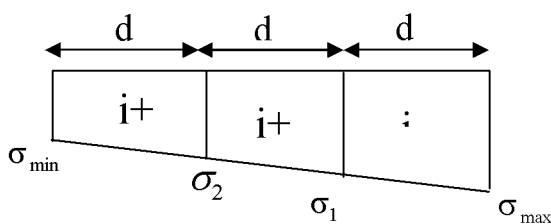


Figure VIII-1 : diagramme d'une section
Entièrement tendue

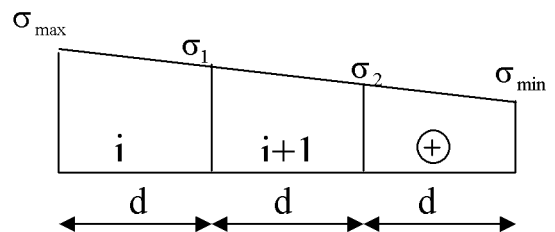


Figure VIII-2 : diagramme d'une
section entièrement comprimée

a) Pour une section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$: contrainte de l'acier.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

b) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

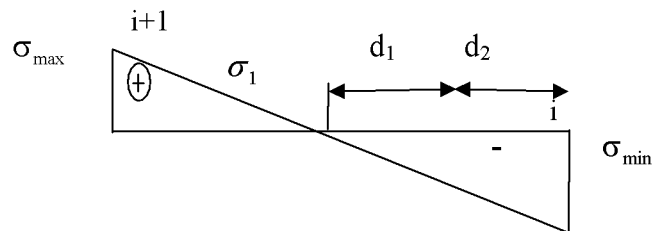
$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_c}; 0,15\%B \right\}$$

VIII.2.1.1. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$



Combinaisons courantes : $\sigma(10\%) = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(10\%) = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

a) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0,23Bf_{t28}}{f_c}; 0,5\%B \right\}$$

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- [BAEL 91] : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\%B$ En zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

c) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1 \times 1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

e) Armature pour 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.

• **Dispositions constructives :**

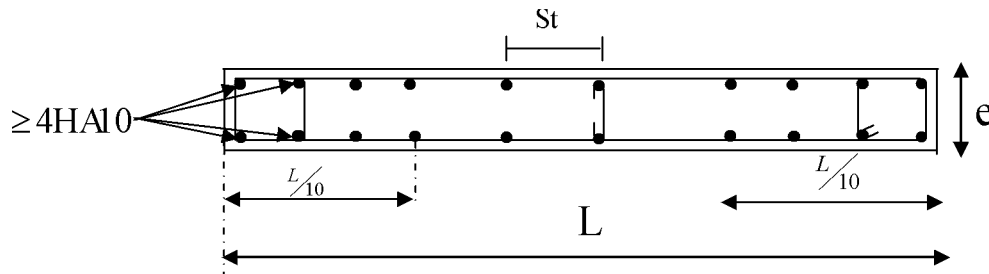
-Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.3.Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**-Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

e : Epaisseur du linteau ou du voile.

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

-Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VL3) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,10 \text{ m}, \quad e = 0,25 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 0,55 \text{ m}$$

$$I = \frac{e x L^3}{12} = \frac{0,25 \times 1,1^3}{12} = 0,027 \text{ m}^4$$

$$B = e \times L = 0,25 \times 1,10 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 600,58 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1217,15 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$L_c = \frac{600,58}{600,58 + 1217,15} 1,10 = 0,36m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1,10 - 0,36 = 0,74 m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0,24m$$

Soit un tronçon $d_1 = 0,24 m$; $d_2 = 0,74 - 0,24 = 0,50m$

b) Détermination des armatures :

1^{ère} bande : d= 0,24 m

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{max}}{l_t} = \frac{(0,74 - 0,24)600,58}{0,75} = 405,8 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{600,58 + 405,80}{2} 0,24 \times 0,25 = 30,19 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{30,19}{40} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,05B\right\}$$

$$A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{v1}$ donc on doit ferrailer avec $A_{min} = 3 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande : d=0,5 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{405,80 \times 0,50 \times 0,25}{2} = 25,36 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{25,36}{40} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,05B \right\}$$

$$A_{\min} = 6,25 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{r1}$ donc on doit ferrailer avec $A_{\min} = 6,25 \text{ cm}^2$

2-Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : $2 \cdot 2\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : $2 \cdot 4\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right\}$$

$$A_{H\min} = 0,0015B = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \cdot 2\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$T = 1,4 \times 4,35 = 6,09 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 6,09}{0,25 \times 0,9 \times 1,10} \times 10^{-3} = 0,024 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{4,35}{0,25 \times 0,9 \times 1,10} \times 10^{-3} = 0,018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-735,17 \times 10}{275 + 15 \times (13,56)} = -2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = -2,5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

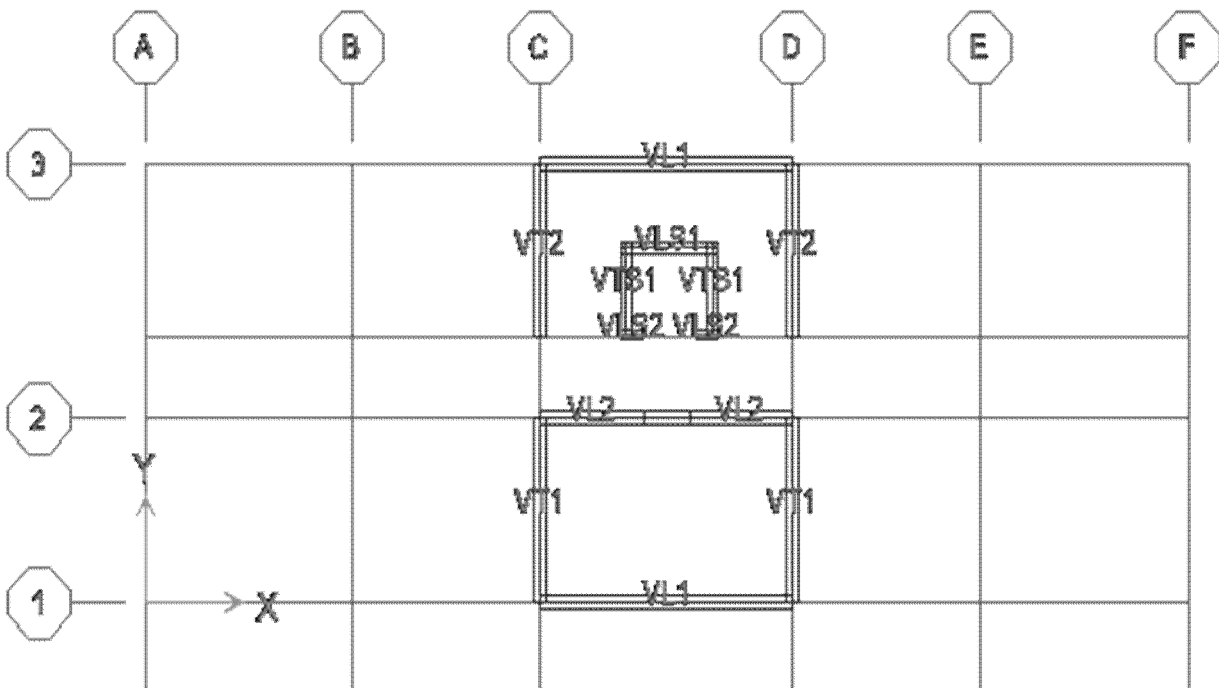


Figure VIII-1: La Disposition des voiles de S/SOL

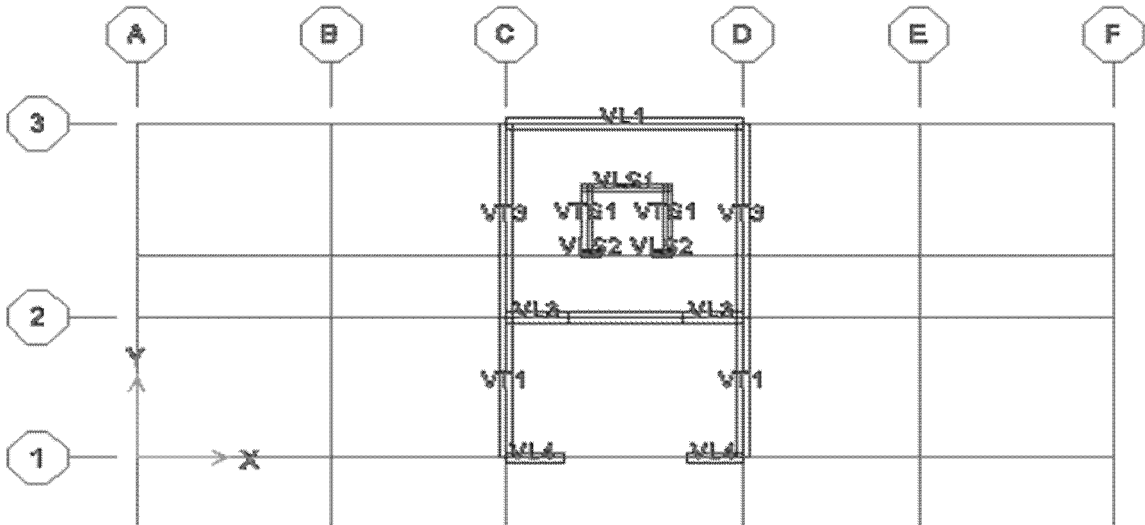


Figure VIII-4 : La Disposition des voiles de RDC

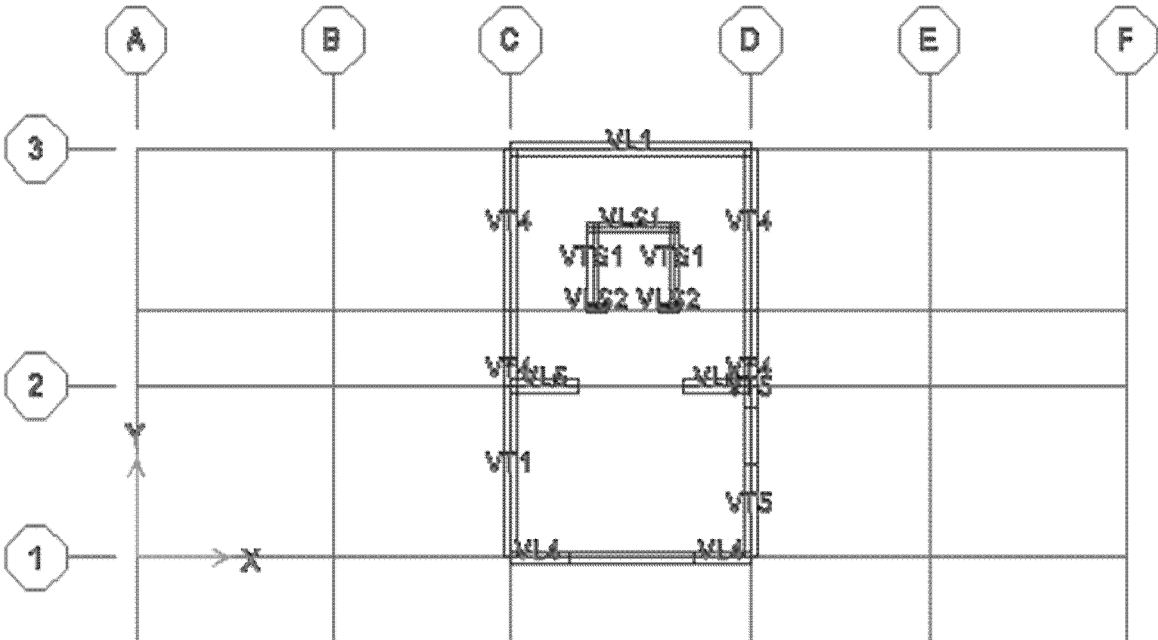


Figure VIII-5 : La Disposition des voiles de 1^{er} ETAGE

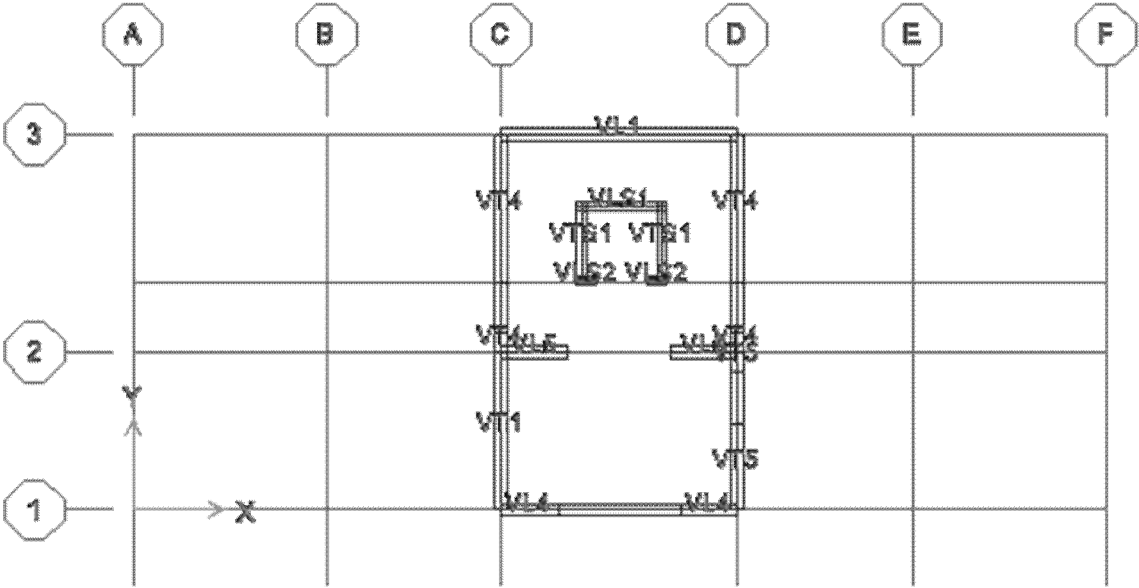


Figure VIII-6 : La Disposition des voiles de 2^{eme} ETAGE

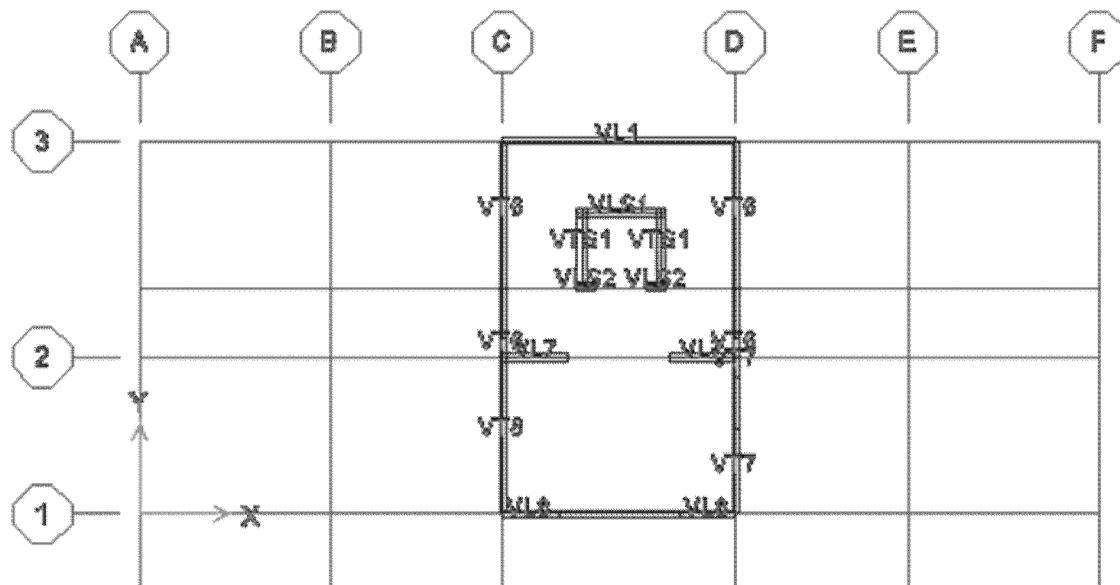


Figure VIII-7 : La Disposition des voiles de 3^{eme} ETAGE

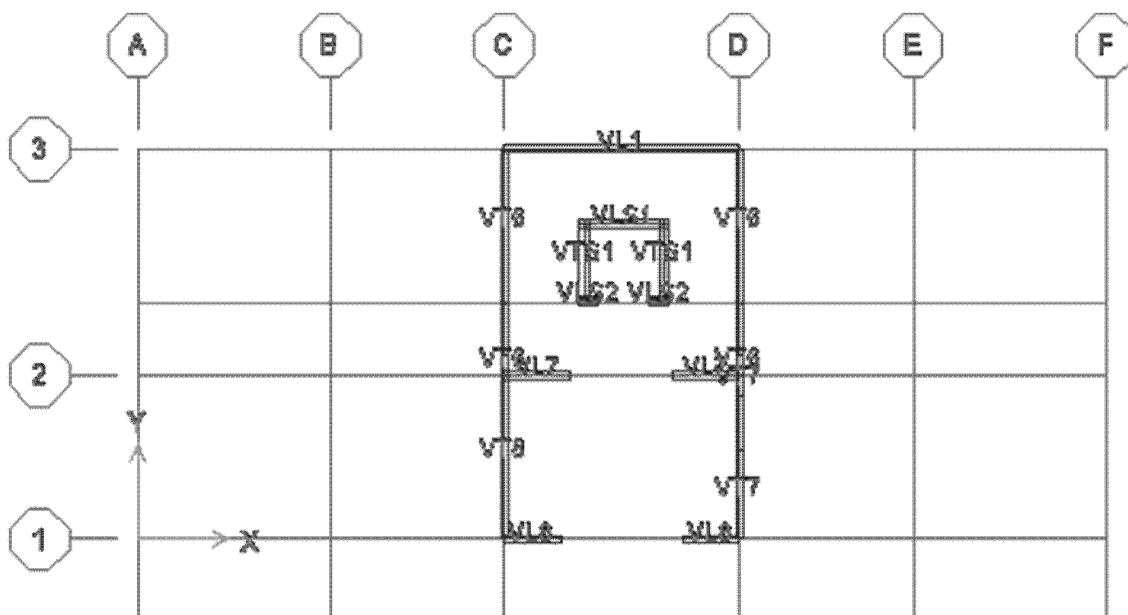


Figure VIII-8 : La Disposition des voiles de 4^{eme} ETAGE

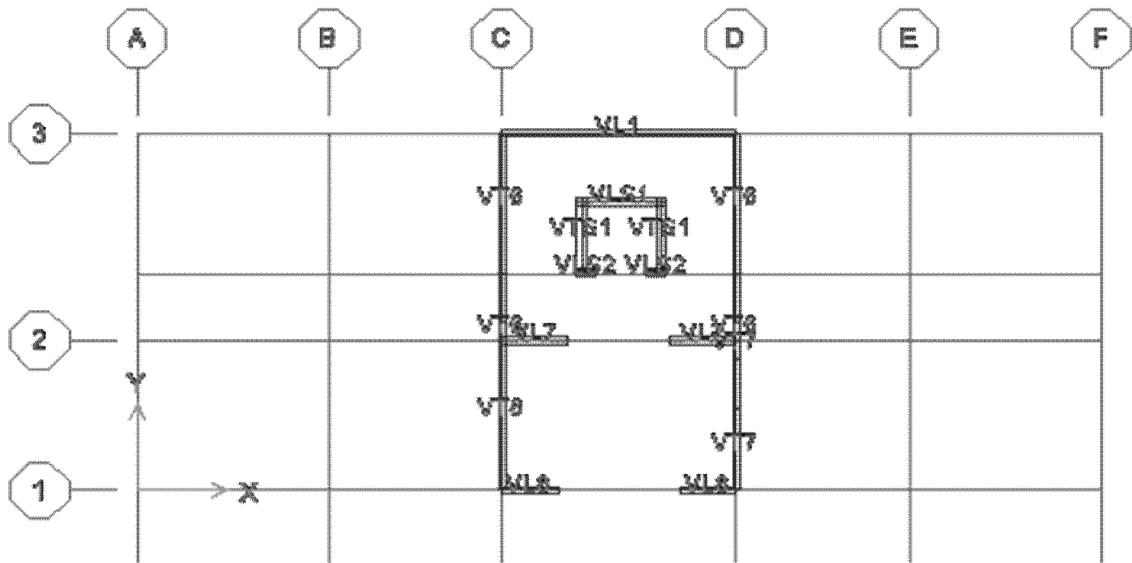


Figure VIII-9 : La Disposition des voiles de 5^{eme} ETAGE

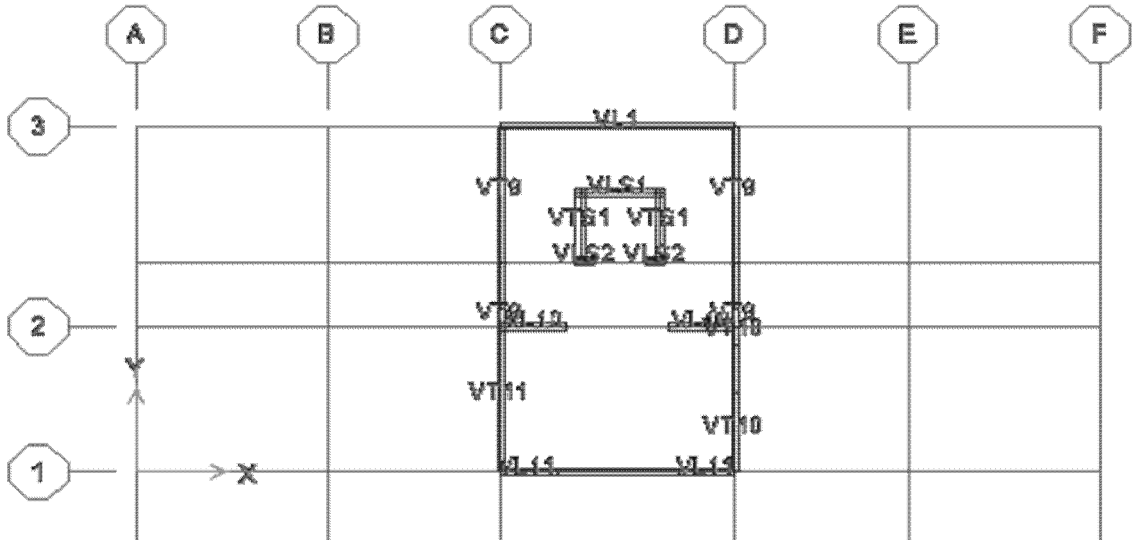


Figure VIII-10 : La Disposition des voiles de 6^{ème} ETAGE

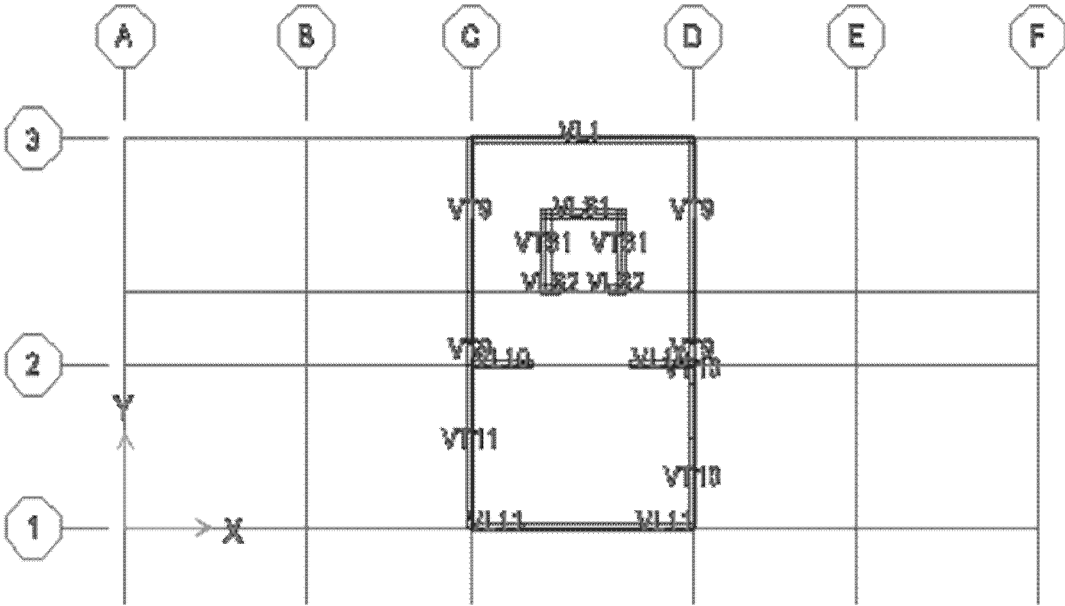


Figure VIII-11 : La Disposition des voiles de 7^{ème} ETAGE

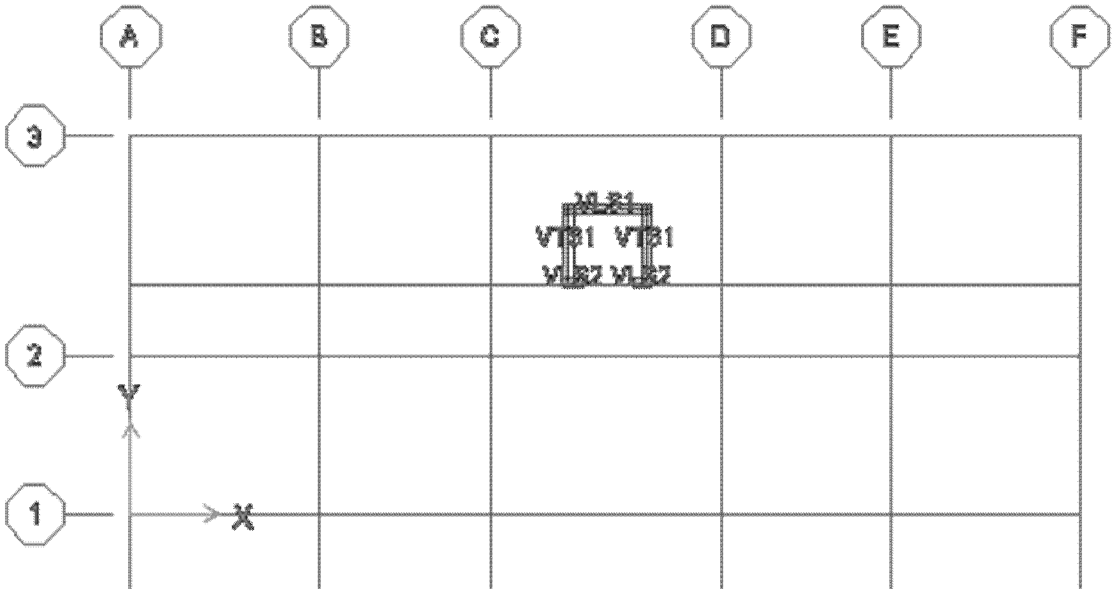


Figure VIII-13 : La Disposition des voiles de la SALLE MECHINE

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 ;VL2 ;VL3 :EP 25cm

Zones		VL1(zoneI)	VL2(zoneI)	VL3(zoneI)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,60	1,85	1,10	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	1,15	0,46	0,275	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	357,25	567,37	600,58	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1344,06	-1578,85	-1217,15	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		8,63	2,5	4,35
	L _t (m)		3,64	1,36	0,74
	L _c (m)		0,96	0,49	0,36
	d ₁ (m)		0,64	0,33	0,24
	d ₂ (m)		3,00	1,03	0,50
	σ_1 [KN/m ²]		294,43	429,70	405,80
	N (kN)	N ₁	52,13	41,13	30,19
		N ₂	110,41	55,32	25,36
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,30	1,03	0,75
		A _{v2}	2,76	1,38	0,63
	A _{vj} (cm ²)		0,33	0,10	0,17
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1,38	1,05	0,79
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,84	1,40	0,67
	A _{min1} (cm ²)		8,00	4,12	3,00
	A _{min2} (cm ²)		37,50	12,87	6,25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	4,52	4,52
		Bonde 2	38,46	13,58	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*2HA12	2*2HA12
		Bonde 2	2*17HA12	2*6HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		17,25	6,90	4,05
	A _H /nappe (cm ²)		11,87	4,52	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*8HA12	2*4HA12	2*2HA12
ep =25cm		A=18,10	A=9,04cm ²	A=4,52cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,01	0,006	0,018
		τ_b (MPa)	0,016	0,008	0,025
	ELS	N _s (kN)	615,95	-615,95	735,17
σ_b (MPa)		5,2E-01	-1,3E+00	2,5E+00	

Ferraillage du voile longitudinal VL4 ; VL5 : EP25cm

Zones		VL4(Zone I)	VL5(Zone I)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,20	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m)	0,25	0,30	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	684,42	532,28	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1337,21	-1196,32	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)	4,18	3,11	
	L _t (m)	0,66	0,83	
	L _c (m)	0,34	0,37	
	d ₁ (m)	0,23	0,25	
	d ₂ (m)	0,43	0,58	
	σ_1 [KN/m ²]	445,91	372,02	
	N (kN)	N ₁	32,50	28,26
		N ₂	23,97	26,97
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,81	0,71
		A _{v2}	0,60	0,67
	A _{vj} (cm ²)		0,16	0,12
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	0,85	0,74
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0,64	0,70
	A _{min1} (cm ²)		2,87	3,12
	A _{min2} (cm ²)		5,37	7,25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	4,52	4,52
		Bonde 2	9,04	9,04
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*2HA12	2*2HA12
		Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,75	4,50
	A _H /nappe (cm ²)		3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*2HA12	2*2HA12
	Ep =25cm		A=4,52cm ²	A=4,42cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,019	0,012
		τ_b (MPa)	0,026	0,016
	ELS	N _s (kN)	-690,57	-510,42
		σ_b (MPa)	-2,6E+00	-1,6E+00

Ferrailage du voile longitudinal VL6 ;VL7 ;VL8 : EP20cm

Zones		VL6(Zone II)	VL7(Zone II)	VL8(ZoneII)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,70	1,25	1,00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,94	0,25	0,20	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	299,58	481,84	620	
	σ_{min} [KN/m ²]	-850,57	-1302,35	-1631,14	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1,59	0,92	0,93	
	L _t (m)	3,48	0,91	0,73	
	L _c (m)	1,22	0,34	0,27	
	d ₁ (m)	0,81	0,23	0,18	
	d ₂ (m)	2,67	0,68	0,55	
	σ_1 [KN/m ²]	229,93	360,06	467,12	
	N (kN)	N ₁	42,90	19,36	19,57
		N ₂	61,39	24,48	25,69
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,07	0,48	0,49
		A _{v2}	1,53	0,61	0,64
	A _{vj} (cm ²)		0,06	0,04	0,04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1,08	0,49	0,5
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,54	0,62	0,65
	A _{min1} (cm ²)		8,10	2,30	1,80
	A _{min2} (cm ²)		26,70	6,80	5,50
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	4,52	4,52
		Bonde 2	27,14	9,04	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*2HA12	2*2HA12
		Bonde 2	2*13HA12	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		14,10	3,75	3,00
	A _H /nappe (cm ²)		9,04	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*7HA12	2*2HA12	2*2HA12
	ep =15cm		A=15,84cm ²	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,003	0,005	0,007
		τ_b (MPa)	0,004	0,008	0,010
	ELS	N _s (kN)	-317,43	-317,43	-308,21
		σ_b (MPa)	-4,3E-01	-1,6E+03	-1,9E+00

Ferrailage du voile longitudinal VL9;VL10 ;VL11 : EP20cm

Zones		VL9(ZoneIII)	VL10(ZoneIII)	VL11(Zone III)		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,80	1,30	1,05		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m)	0,96	0,26	0,21		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	57,69	65,77	87,88		
	σ_{min} [KN/m ²]	-415,60	-680,32	-884,42		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	2,79	1,60	1,99		
	L _t (m)	4,22	1,19	0,96		
	L _c (m)	0,58	0,11	0,09		
	d ₁ (m)	0,39	0,07	0,06		
	d ₂ (m)	3,83	1,12	0,90		
	σ_1 [KN/m ²]	52,36	61,90	82,39		
	N (kN)	N ₁	4,29	0,89	1,02	
		N ₂	20,05	6,93	7,41	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,11	0,02	0,02	
		A _{v2}	0,50	0,17	0,18	
	A _{vi} (cm ²)		0,11	0,06	0,08	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	0,14	0,04	0,04	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	0,53	0,18	0,20	
	A _{min1} (cm ²)		3,90	0,70	0,60	
	A _{min2} (cm ²)		38,30	11,20	9,00	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	4,52	2,26	2,26	
		Bonde 2	38,46	11,30	11,30	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*2HA12	2*2HA12	2*1HA12
			Bonde 2	2*17HA12	2*5HA12	2*5HA12
		S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
Bonde 2			20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		14,40	3,90	3,15		
A _H /nappe (cm ²)		10,74	3,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		2*7HA12	2*2HA12	2*2HA12		
ep =15cm		A=15,84cm ²	A=4,52cm ²	A=4,52cm ²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,004	0,009	0,014	
		τ_b (MPa)	0,006	0,013	0,020	
	ELS	N _s (kN)	-82,85	-64,13	-181,44	
		σ_b (MPa)	-1,1E-01	3,1E-01	-1,0E+00	

Ferrailage du voile Transversal VT1 ; VT2 ; VT3 : EP 25

Zones		VT1(Zone I)	VT2(ZoneI)	VT3(ZoneI)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,80	3,05	4,05	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,70	0,76	1,01	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	577,17	347,55	506,17	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1626,37	-1227,71	-1112,18	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	62,11	24,82	61,97	
	L _t (m)	2,07	2,38	2,78	
	L _c (m)	0,73	0,67	1,27	
	d ₁ (m)	0,49	0,45	0,84	
	d ₂ (m)	1,58	1,93	1,94	
	σ_1 [KN/m ²]	440,54	281,84	353,22	
	N (kN)	N ₁	62,33	35,40	90,23
		N ₂	87,00	67,99	85,65
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,56	0,88	2,25
		A _{v2}	2,17	1,70	2,14
	A _{vj} (cm ²)		2,39	0,96	2,39
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	2,16	1,11	2,85
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,77	1,94	2,74
	A _{min1} (cm ²)		6,12	5,62	10,50
	A _{min2} (cm ²)		19,75	24,12	24,25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	9,04	11,30
		Bonde 2	20,36	24,88	24,88
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*4HA12	2*5HA12
		Bonde 2	2*9HA12	2*11HA12	2*11HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10,50	11,40	15,15
	A _H /nappe (cm ²)		7,35	8,48	9,04
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*6HA12	2*7HA12
ep =25cm		A=11,30cm ²	A=13,58cm ²	A=15,84cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,099	0,036	0,068
		τ_b (MPa)	0,138	0,051	0,095
	ELS	N _s (kN)	-654,99	-1370,97	-1722,56
σ_b (MPa)		9,0E-01	1,6E+00	1,6E+00	

Ferrailage du voile Transversal VT4 ; VT5 : EP 25

Zones		VT4(Zone I)	VT5(Zone I)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,85	1,55	
	e (m)	0,25	0,25	
	B (m)	0,71	0,38	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		347,55	604,26
	σ_{min} [KN/m ²]		-846,27	1349,34
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		14,32	7,47
	L _t (m)		2,02	1,07
	L _c (m)		0,83	0,48
	d ₁ (m)		0,55	0,32
	d ₂ (m)		1,47	0,75
	σ_1 [KN/m ²]		252,92	423,55
	N (kN)	N ₁	41,28	41,11
		N ₂	46,47	39,70
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,03	1,03
		A _{v2}	1,16	0,99
	A _{vj} (cm ²)		0,55	0,29
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1,17	1,10
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,30	1,06
	A _{min1} (cm ²)		6,87	4,00
	A _{min2} (cm ²)		18,37	9,37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	4,52
		Bonde 2	20,36	11,30
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*2HA12
		Bonde 2	2*9HA12	2*5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10,65	5,70
	A _H /nappe (cm ²)		7,35	3,95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*4HA12
ep =20cm		A=11,30cm ²	A=9,04cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,022	0,022
		τ_b (MPa)	0,031	0,030
	ELS	N _s (KN)	-1097,54	500,15
σ_b (MPa)		-1,5E+00	1,2E+00	

Ferrailage du voile Transversal VT6; VT7 ; VT8 : EP 20 cm

Zones		VT6(Zone II)	VT7(Zone II)	VT8(Zone II)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	1,60	2,95	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,59	0,32	0,59	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	312,69	573,99	465,85	
	σ_{min} [KN/m ²]	-1164,64	-1643,73	-1600,55	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	15,61	3,24	4,84	
	L _t (m)	2,33	1,19	2,29	
	L _c (m)	0,62	0,41	0,66	
	d ₁ (m)	0,41	0,27	0,44	
	d ₂ (m)	1,92	0,92	1,85	
	σ_1 [KN/m ²]	257,67	443,76	376,34	
	N (kN)	N ₁	23,38	27,48	37,05
		N ₂	49,47	40,82	69,62
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,58	0,69	0,93
		A _{v2}	1,23	1,02	1,74
	A _{vj} (cm ²)		0,60	0,12	0,19
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	0,73	0,72	0,98
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,38	1,05	1,79
	A _{min1} (cm ²)		4,10	2,70	4,40
	A _{min2} (cm ²)		19,20	9,20	18,50
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	4,52	9,04
		Bonde 2	20,36	11,30	20,36
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA12	2*2HA12	2*4HA12
		Bonde 2	2*9HA12	2*5HA12	2*9HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,85	4,80	8,85
	A _H /nappe (cm ²)		7,35	3,95	7,35
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*4HA12	2*3HA12	2*4HA12
ep =20cm		A=9,04cm ²	A=6,78cm ²	A=9,04cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,039	-1,061	0,018
		τ_b (MPa)	0,055	-1,486	0,026
	ELS	N _s (kN)	-581,49	-279,23	-361,84
σ_b (MPa)		-1,2E+00	-1,1E+00	-1,2E+00	

Ferrailage du voile Transversal VT9; VT10 ; VT11 : EP 20 cm

Zones		VT9(Zone III)	VT10(ZoneIII)	VT11(ZoneIII)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,05	1,80	3,05	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,61	0,36	0,61	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	45,49	96,30	79,84	
	σ_{min} [KN/m ²]	-578,38	-881,03	-841,01	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	24,48	4,81	2,37	
	L _t (m)	2,83	1,62	2,79	
	L _c (m)	0,22	0,18	0,26	
	d ₁ (m)	0,15	0,12	0,17	
	d ₂ (m)	2,68	1,50	2,62	
	σ_1 [KN/m ²]	43,08	89,17	74,97	
	N (kN)	N ₁	1,33	2,22	2,63
		N ₂	11,55	13,37	19,64
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,03	0,05	0,06
		A _{v2}	0,30	0,33	0,50
	A _{vj} (cm ²)		0,94	0,18	0,09
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	0,26	0,09	0,08
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0,53	0,37	0,52
	A _{min1} (cm ²)		1,50	1,20	1,70
	A _{min2} (cm ²)		26,80	15	26,20
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	2,26	2,26	2,26
		Bonde 2	27,14	15,84	27,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*1HA12	2*1HA12	2*1HA12
		Bonde 2	2*12HA12	2*7HA12	2*12HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9,15	5,40	9,15
	A _H /nappe (cm ²)		7,35	4,52	7,35
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*3HA12	2*5HA12
ep =15cm		A=11,30cm ²	A=6,78cm ²	A=11,30cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,059	0,018	0,006
		τ_b (MPa)	0,083	0,025	0,008
	ELS	N _s (kN)	-152,57	-71,64	-180,30
		σ_b (MPa)	3,1E-01	2,4E-01	3,8E-01

IX-5) Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

Ils doivent être ferrailés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations (M et V) résultat des charges verticales et les forces sismiques.

IX-5-1) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**IX-5-1-1) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec } : V = 1,4 \cdot V_{U, CALCUL}$$

$$\text{ou bien } : \tau_b = 1,4 \times \tau_{u \text{ calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

IX-5-2-2) Ferrailage des linteaux :

$$\text{premier cas } : \tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

Ou :

M : moment dû à l'effort tranchant majoré de 40% ($V = 1,4 \cdot V_u$).

Z : brin de levier avec : $z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

Aciers transversaux :

- Premier sous cas :
- Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Avec :

St : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau.

- Deuxième sous cas :

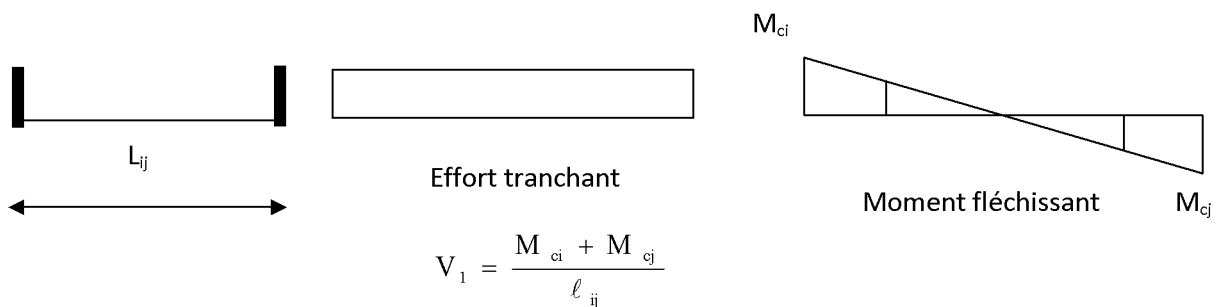
Linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

Avec : $V_1 = 2 V_u$ calcul

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : M_c = A_t · f_e · z.



- Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

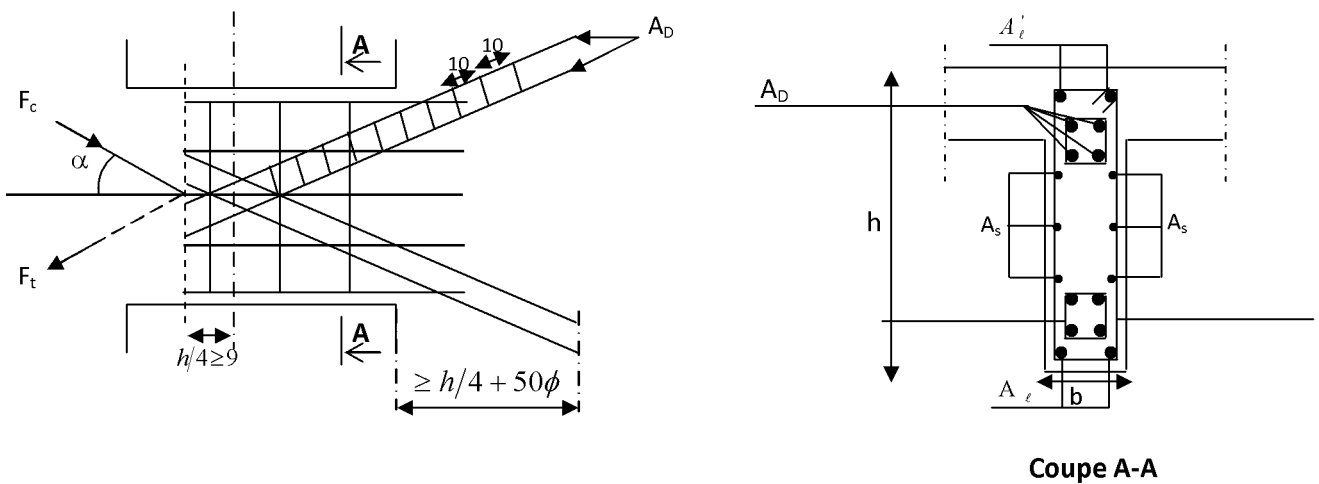
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



- Ferrailage minimal :
Armatures longitudinales :

$$A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou' (A_c , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale a 0,20% de la section verticale du linteau.

$$A_c = 0,20\% b \cdot h$$

Longueur d'ancrage :

$$L_d \geq \frac{h}{4} + 50\Phi$$

IX-5-3) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau (VL3)

$$h = 1,88 \text{ m}$$

$$l = 2,40 \text{ m}$$

$$e = 0,25 \text{ m}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec } : V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \tau_{u \text{ calcul}}$$

$$= 1,4 \times \frac{4,35 \times 10}{25 \times 0,9 \times 188} = 0,014 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 0,014 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$\tau_b = 0,014 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc c'est le ferrailage minimal qui sera adopté.}$$

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

Ou

M : moment dû à l'effort tranchant majoré de 40% ($V = 1,4 \cdot V_u$).

Z : brin de levier avec : $z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

$$M=1,4 \times V_{xa} = 1,4 \times 4,35 \times 1,2$$

$$M=7,31 \text{ KN.m}$$

$$Z=h-2d' = 1,88-2(0,025)$$

$$Z=1,83 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e} = \frac{7,31 \times 10^2}{183 \times 40} = 0,099 \text{ cm}^2$$

➤ RPA 2003 :

$$\left(A_{l,\min} = A_{l',\min} \right) \geq 0,15\% \times e \times h = 0,15\% \times 25 \times 188 = 7,05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A_l^1 = 7,05 \text{ cm}^2, \text{ soit } 6HA14 = 8,24 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

• Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$) $\longrightarrow \lambda_s = \frac{2,40}{1,88} = 1,27 > 1$

Avec : $S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{188}{4} = 47 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_b = 0,014 \text{ MPa} < 0,025 \cdot f_{e28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot S_t \cdot e = 0,0015 \times 20 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2, \text{ soit } 1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 25 \times 188 = 9,40 \text{ cm}^2$$

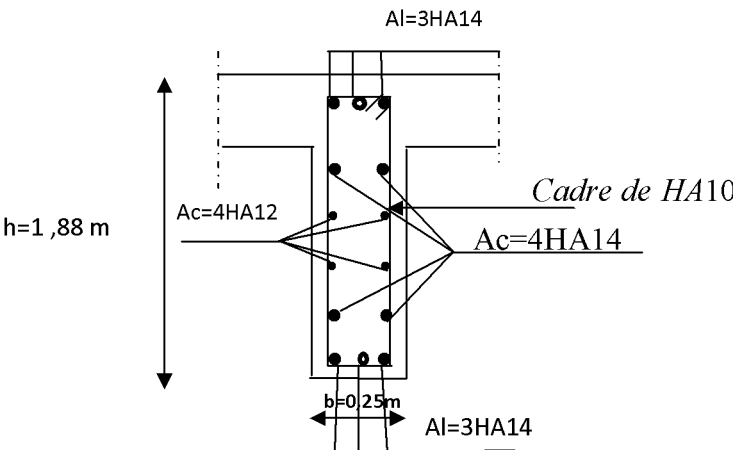
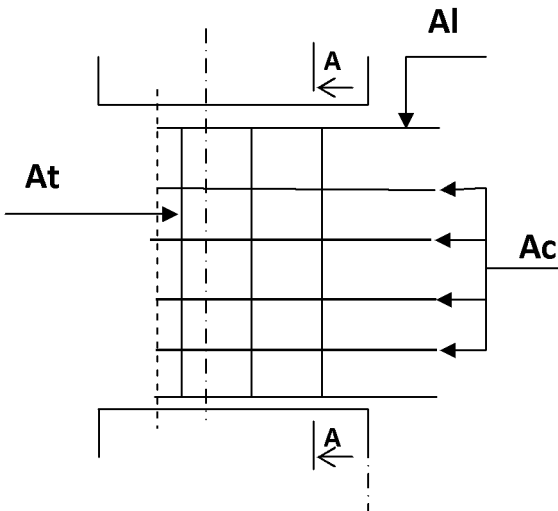
$$\text{soit : } A_c = 10,68 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4HA14 + 4HA12.$$

A disposer en deux nappes.

❖ Longueur d'ancrage :

$$L_d \geq \frac{h}{4} + 50\varphi = 47 + 50 \times 1,4 = 117 \text{ cm}$$

on prend $L_d = 120 \text{ cm}$



Coupe A-A

Ferrailage des linteaux

➤ Linteaux des voiles longitudinaux: VL2 – VL8 – VL11

Zone		VL2(Zone I)	VL8(Zone II)	VL11(Zone III)
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,69	0,86	0,86
	L(m)	0,90	2,70	2,70
	e (m)	0,25	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
	τ_b (MPa)	0,022	0,011	0,024
	V_u (KN)	2,50	0,93	1,99
Ferrailage des linteaux	$A_l = A_l'$ (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	St(cm)	15	15	15
	A_t (cm ²)	0,79	0,79	0,79
	Choix des barres	1HA10	1HA10	1HA10
	S_t (cm)	20	20	20
	A_c (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/nappe	4HA12	4HA12	4HA12

➤ Linteaux des voiles longitudinaux : VL3 – VL4

Zone		VL3(Zone I)	VL4(Zone II)
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,88	0,86
	L(m)	2,40	2,60
	e (m)	0,25	0,25
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00
	τ_b (MPa)	0,014	0,030
	V_u (KN)	4,35	4,18
Ferrailage des linteaux	$A_l = A_l'$ (cm ²)	8,24	4,52
	Choix des barres	6HA14	4HA12
	St(cm)	15	15
	A_t (cm ²)	0,79	0,79
	Choix des barres	1HA10	1HA10
	St(cm)	20	20
	A_c (cm ²)	10,68	4,52
	Choix des barres/nappe	4HA14 +4HA12	4HA12

➤ Linteaux des voiles transversaux : VT4 – VT6 – VT9

Zone		VT4(Zone I)	VT6(Zone II)	VT9(Zone III)
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,86	0,86	0,86
	L(m)	1,05	1,05	1,05
	e (cm)	0,25	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
	τ_b (MPa)	0,10	0,19	0,34
	V_u (KN)	14,32	15,61	28,48
Ferrailage des linteaux	$A_l = A_l'$ (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	S_t (cm)	15	15	15
	A_t (cm ²)	0,79	0,79	0,79
	Choix des barres	1HA10	1HA10	1HA10
	S_t (cm)	20	20	20
	A_c (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12

➤ Linteaux des voiles transversaux : VT5 – VT7 – VT10

Zone		VT5(Zone I)	VT7(Zone II)	VT10(Zone III)
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,86	0,86	0,86
	L(m)	1,05	1,05	1,05
	e (m)	0,25	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00	5,00
	τ_b (MPa)	0,05	0,04	0,06
	V_u (KN)	7,57	3,24	4,81
Ferrailage des linteaux	$A_l = A_l'$ (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	S_t (cm)	15	15	15
	A_t (cm ²)	0,79	0,79	0,79
	Choix des barres	1HA10	1HA10	1HA10
	S_t (cm)	20	20	20
	A_c (cm ²)	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12

Chapitre VIII

Etude du mur plaque

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX.I. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX.2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2,09 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

IX.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

IX.4.1. Semelles filantes : (En tenant compte que de l'effort N_s)**IX.4.1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 209\text{KN/m}^2 = 0,209\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

- Tableau. IX.1 Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

VOILE	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT ₁	2304,42	2,80	3,94	11,03
VT ₂	1370,97	3,05	2,15	6,56

- Tableau. IX.2 Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

VOILE	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VL ₁	2304,42	4,60	2,40	11,04
VL ₂	1021,99	1,85	2,64	4,88

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 33,51 m².**

IX.4.1.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdal

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Semelles filantes sous poteaux :(fils)

Tableau .IX.3 Détermination de la résultante des charges

poteaux	ELS (G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Nixei KN.M
C4	904,47	2728,17	2,06	7,35	3,92	3545,52
C5	1077,23		3,13		667,88	
C6	746,47		2,16		-3,93	-2933,63

La charge totale transmise par les poteaux : $N_t = 2728,17$ KN.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{1279,77 + 7,35}{2728,17} = 0,47\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 0,47\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{8,75}{6} = 1,45\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2728,17}{8,75} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,47}{8,75}\right) = 412,27 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2728,17}{8,75} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,47}{8,75}\right) = 211,31 \text{KN/ml}$$

$$q_{l/4} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2728,17}{8,75} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,47}{8,75}\right) = 362,03 \text{KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{362,03}{209} = 1,73 \text{m} \quad \text{on prend } B = 2,50 \text{m}$$

On aura donc, $S = 2,50 \times 8,75 = 21,88 \text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 21,88 \times 6 + 33,51 = 164,76 \text{m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = (21,20 \times 8,75) = 185,50 \text{m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 164,76 \text{m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{164,76}{185,50} = 0,88 = 88,81\%$$

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.4.2. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage

- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

IX.4.2.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

c) Selon la condition forfaitaire :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 60\text{cm} \leq h \leq 96\text{cm}$$

On prend : $h=80\text{cm}$.

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ; $L_{\max}=4,80\text{m}$

- **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

Soit : $h_d = 35\text{cm}$

La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

Soit : $h_n = 105\text{cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 105 \leq b_n \leq 0,7 \times 105 = 42 \text{ cm} \leq b_n \leq 73,5 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 105 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 35$ cm (hauteur de la dalle)
 $b_n = 55$ cm (largeur de la nervure)

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,99 \text{ m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{\text{ner}} = 1,05$ cm

$h_{\text{dalle}} = 35$ cm

$b_{\text{ner}} = 55$ cm

IX.4.2.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente : $G_{\text{bat}} = 18265,82$ KN. (ETABS)
- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bat}} = 3332,88$ KN. (ETABS)

Combinaisons d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_{ul} = 1,35 G + 1,5 Q = 29658,18 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_{s1} = G + Q = 21598,70 \text{ KN}$$

IX.4.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{necc} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{29658,18}{2 \times 209} = 70,95 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{necc} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{21598,70}{209} = 103,34 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{neccrad} = \max(S_{necc}^{ELU}; S_{necc}^{ELS}) = 106,70 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 185,71 \text{ m} > S_{necc} = 106,70 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{105}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 52,50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de : $h_{deb} = 55 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = 2 \times 0,55 \times (21,20 + 8,75) + 4(0,55 \times 0,55) = 34,15 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 185,50 + 34,15 = 219,65 \text{ m}^2$$

IX.4.2.4. Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 18265,82 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (219,65 \times 0,35) \times 25 = 1921,93 \text{ KN}$$

Ponds des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,55 \times (1,05 - 0,35) \times 21,20 \times 6) + (0,55 \times (1,05 - 0,35) \times 8,75 \times 6)] \times 25$$

$$P_n = 1729,61 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho \quad \text{avec } \rho_{\text{tvo}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,55 \times 21,20 \times 6) + (0,55 \times 8,75 \times 6) = 99,82 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(219,65 - 99,82) \times (1,05 - 0,35)] \times 17 = 1425,91 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 219,65 \times 0,1 \times 25 = 549,12 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm)}$$

$$G_{\text{rad}} = 1921,93 + 1729,61 + 1425,91 + 549,12 = 5626,57 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 5626,57 + 18265,82 = 23892,39 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitations:

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 3332,88 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 3332,88 = 16664,40 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 19997,28 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 62250,64 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 43889,63 \text{ KN.}$$

IX.4.3. Vérification :**IX. 4.3.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100\text{cm} ; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 35 = 31,50 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{29658,18 \times 1}{219,65} \times \frac{4,80}{2} = 324,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{372,36}{1 \times 0,315} = 1182,09 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts à l'ELU tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 67299,29 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_E^x = 12524,64 \text{ KN.}$$

$$M_E^y = 2191,52 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_E^y = 45154,25 \text{ KN.}$$

IX.4.3.2. Vérification de la stabilité du radier :

-Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,30\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 3,92\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

a) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,2 \times 8,75^3}{12} = 1183,52m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{21,2^3 \times 8,75}{12} = 6947,59m^4$$

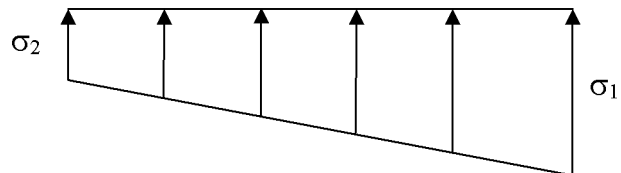


Figure IX.1. Diagramme des contraintes

	ELU				ELS				Obser
	σ ₁	σ ₂	σ _m	1,33σ _{sol}	σ ₁	σ ₂	σ _m	σ _{sol}	
X - X	300,05	10,25	227,60	277,97	257,89	-31,91	185,44	209	OK
Y- Y	389,31	-79,01	272,23	277,97	307,14	-111,18	202,56	209	OK

IX.4.4. Ferrailage du radier :

-Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable. (panneau a un seul sens porteur)

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

Remarque :

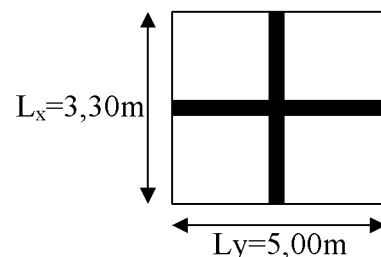
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau :

$$L_x = 3,30 \text{ m} ; L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{5,00} = 0,66$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Sens Longitudinal : x-x

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 227,60 - \frac{5626,57}{219,56} = 201,97 \text{ KN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 185,44 - \frac{5626,57}{219,56} = 159,81 \text{ KN/m}^2$$

Sens transversale : y-y

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 272,23 - \frac{5626,57}{219,56} = 246,60 \text{KN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 202,56 - \frac{5626,57}{219,56} = 176,93 \text{KN/m}^2$$

IX.4.4.1. Calcul a' L ELU: $\nu=0$

$$q_u = 246,60 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0,66 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0733 \\ U_y = 0,382 \end{cases}$$

IX.4.5. Calcul des moments M_{0X}

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0733 \times 246,6 \times (3,30)^2 = 196,84 \text{KN.m}$$

et M_{0Y} :

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,382 \times 196,84 = 75,19 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

IX.4.5.1. Ferrailage dans le sens x – x (longitudinal) :

Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 196,84 = -98,42 \text{KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{98,42 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,06 \quad u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{98,42 \times 10^3}{0,969 \times 32 \times 348} = 9,12 \text{cm}^2$$

Soit : $5HA16 = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

En travée :

$$M_t = 0,75 \times 196,84 = 147,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{147,63 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,09 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,09 \rightarrow \beta = 0,953 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{147,63 \times 10^3}{0,953 \times 32 \times 348} = 13,91 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA16 = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

IX.4.5.2. Ferrailage dans le sens y - y (transversal):

Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 75,19 = -37,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37,59 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,02 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37,59 \times 10^3}{0,990 \times 32 \times 348} = 3,4 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

En travée :

$$M_t = 0,75 \times 75,19 = 56,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56,39 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,04 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56,39 \times 10^3}{0,980 \times 32 \times 348} = 5,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm < min (4h, 45 cm).

IX.4.5.5. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x – x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 32 \times \frac{3 - 0,66}{2} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 32 \times \frac{3 - 0,66}{2} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 9,12 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 3,4 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 13,9 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 5,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

IX.4.5.3. Calcul a LELS :

$$q_s = 159,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0733 \\ \mu_y = 0,382 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x, M_y.

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0733 \times 159,81 \times (3,3)^2 = 127,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,382 \times 127,56 = 48,73 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 127,56 = -63,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 127,56 = 95,67 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 48,73 = -24,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 47,29 = 36,54 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

$$\text{ona: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 32} = 0,439 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 \quad \alpha_1 = 0,3 \quad K_1 = 35$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35} = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{127,56 \times 10^6}{0,9 \times 320 \times 1407} = 314,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,028 \times 314,79 = 8,81 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

IX.4.6. Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 105 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

IX.4.6.1. Détermination des efforts :**a) Sens transversal :**

$$\text{ELU : } q_u = 246,60 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 176,73 \text{ KN/m}$$

1) E.L.U

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma Statique et le suivant



Schéma statique de la nervure axes A-B-C-D-E et F

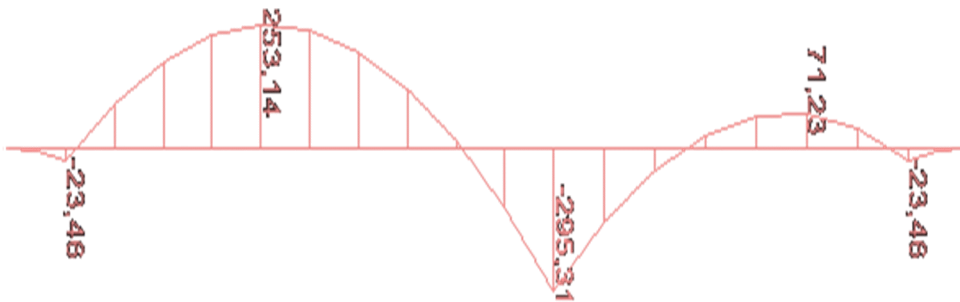


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

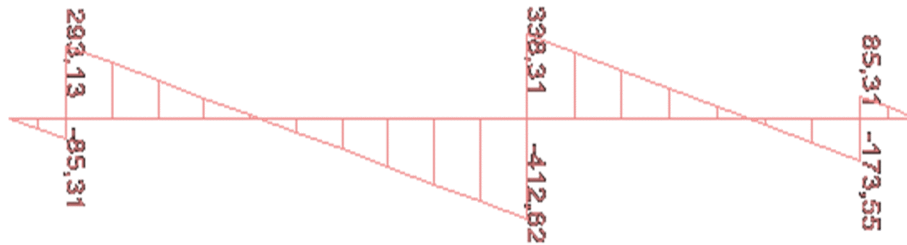


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 253,14 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -295,31 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 105 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -295,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{295,31 \times 10^3}{55 \times 100^2 \times 14,2} = 0,042 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{295,31 \times 10^3}{0,979 \times 100 \times 348} = 8,67 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm²/ml.Avec : S_t = 20 cm

En travée :

$$M_t = 253,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{253,14 \times 10^3}{55 \times 100^2 \times 14,2} = 0,036 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{253,14 \times 10^3}{0,982 \times 100 \times 348} = 7,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm.

2) E. L.S

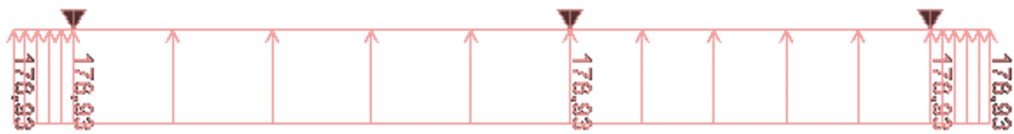


Schéma statique de la nervure axes Q-B-C-D-E et F

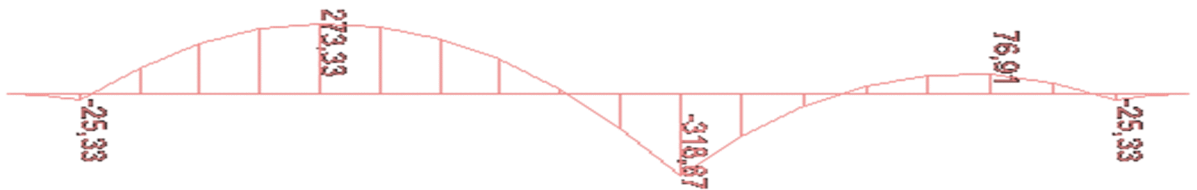


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

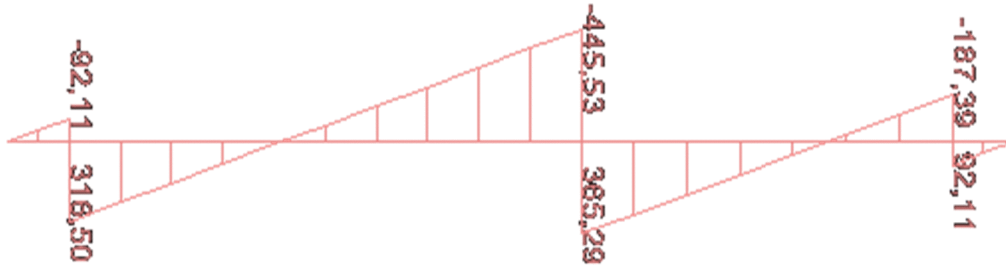


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y-Y	Appuis	295,31	318,87	0,93	0,042	0,0536	0,215	Condition vérifiée
	Travée	253,14	273,33	0,93	0,036	0,0459	0,215	Condition vérifiée

b) Sens longitudinale :

ELU : $q_u = 201,97\text{KN/m}$

ELS : $q_s = 159,81\text{KN/m}$

1) E.L.U

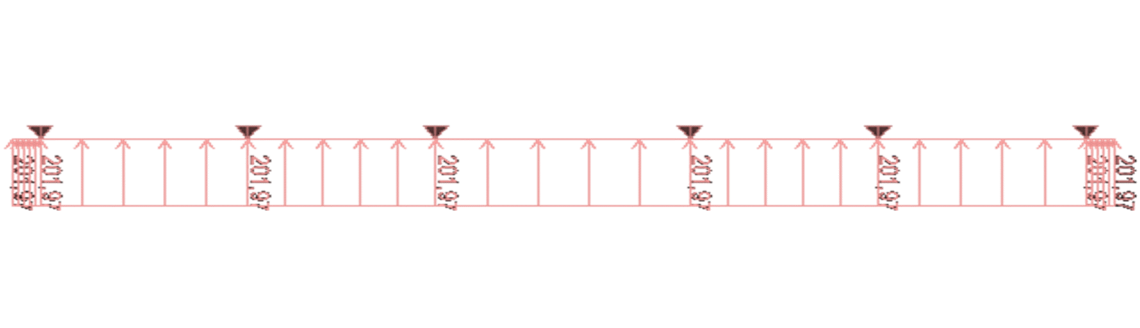


Schéma statique de la nervure

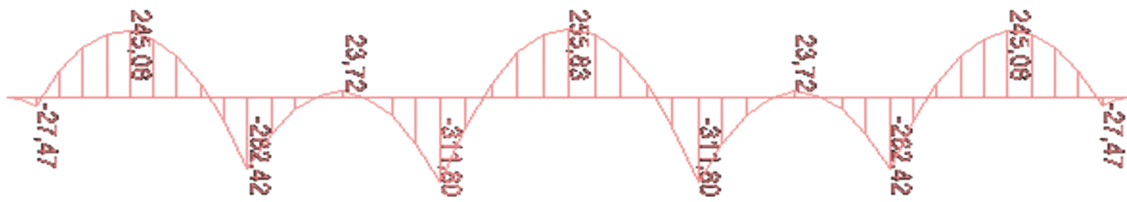


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

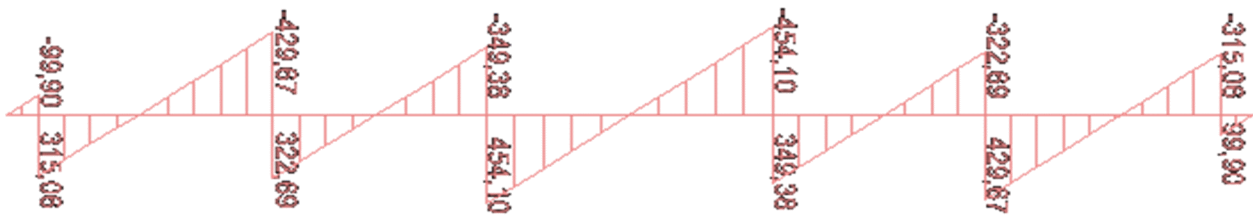


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 255,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -311,80 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 105 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Aux appuis :

$$M_{app} = -311,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{311,80 \times 10^3}{55 \times 100^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{311,80 \times 10^3}{0,978 \times 100 \times 348} = 9,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

En travée :

$$M_t = 255,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{255,83 \times 10^3}{50 \times 100^2 \times 14,2} = 0,036 \langle \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{255,83 \times 10^3}{0,982 \times 100 \times 348} = 7,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm

2)E. L.S

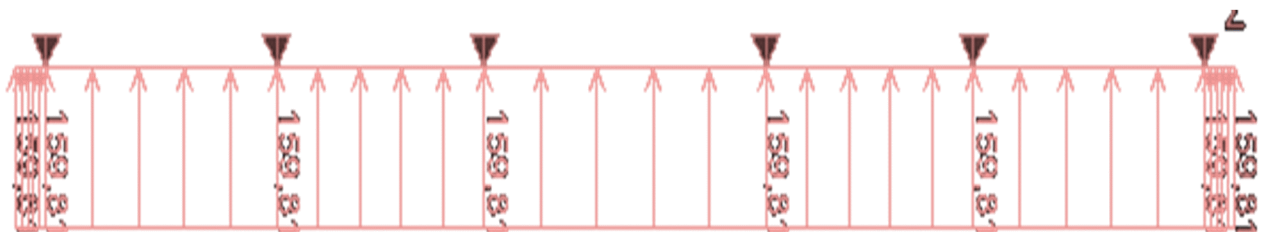


Schéma statique de la nervure

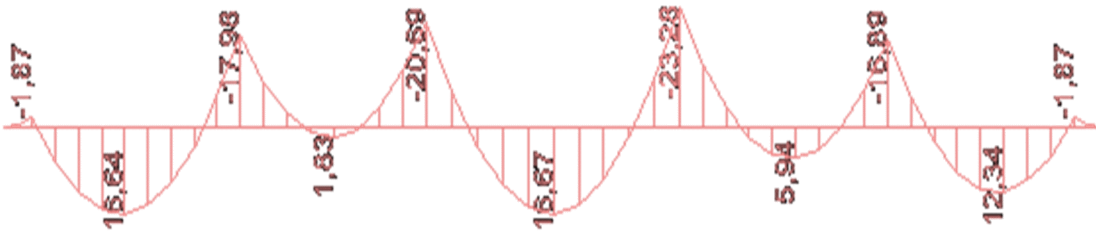


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

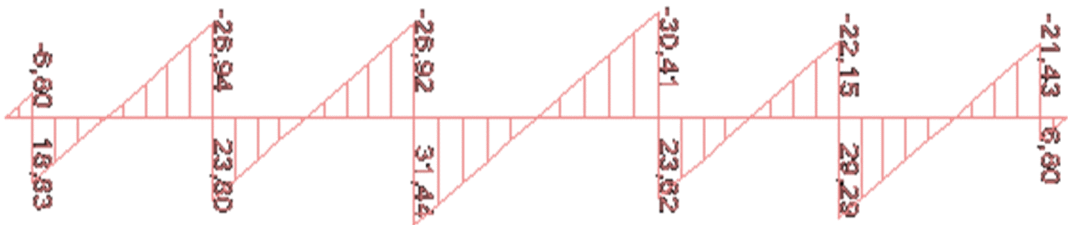


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	311,80	15,67	19,90	0,044	0,0562	9,70	Condition vérifiée
	Travée	255,83	23,80	10,75	0,036	0,0459	5,12	Condition vérifiée

IX.4.6.2. Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 6,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

2) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

soit : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min \{26,25 ; 19,20\}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 52,50 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

3) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 454,10 \text{ kN}$

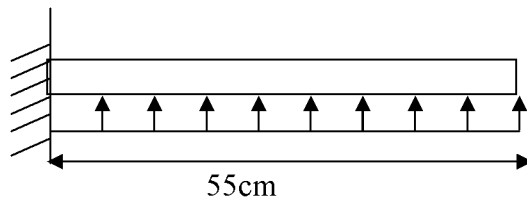
$$\tau_u = \frac{454,10 \times 10^3}{500 \times 1000} = 0,91 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

IX.5.Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur $L = 55 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

Figure IX.3 : Schéma statique du débord

**IX.5.1. Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 201,97 \text{ kN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-201,97 \times 0,55^2}{2} = -30,58 \text{ N.m}$$

A l'ELS : $q_s = 159,81 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-159,81 \times 0,55^2}{2} = -24,17 \text{ kN.m}$$

IX.5.2. Calcul des armatures a l'ELU :

-Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 32 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,58 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,58 \times 10^3}{0,991 \times 32 \times 348} = 2,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 2 \text{ HA}12 / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

IX.5.3. Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2,1}{400} = 3,86 \text{ cm}^2$$

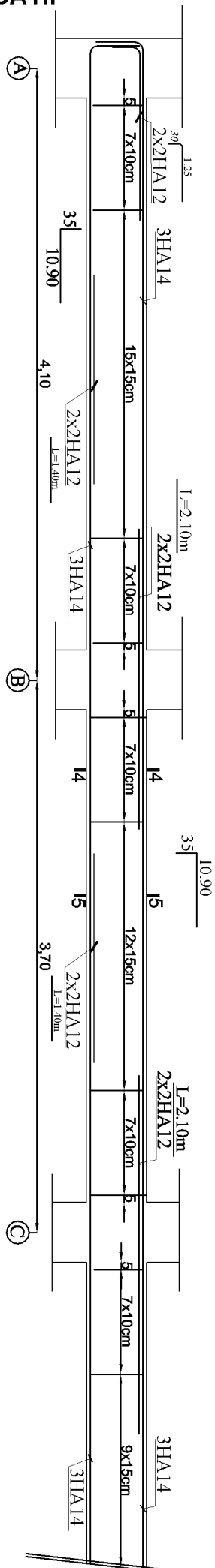
$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

IX.5.4. Vérification à l'ELS :

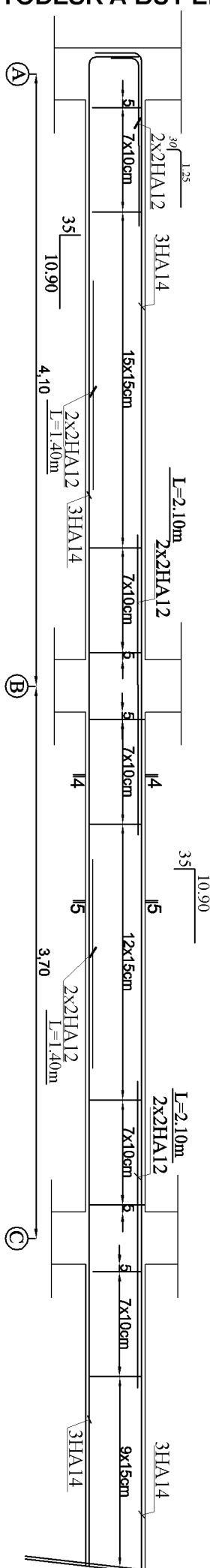
$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 32} = 0,41 \Rightarrow \beta_1 = 0,862 \quad \alpha_1 = 0,414 \quad K_1 = 21,23$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{24,17 \times 10^2}{0,862 \times 32 \times 4,52} = 19,38 \text{ KN/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

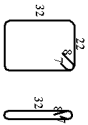
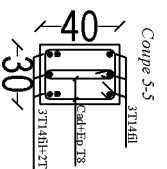
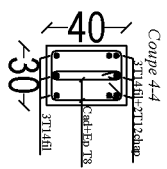
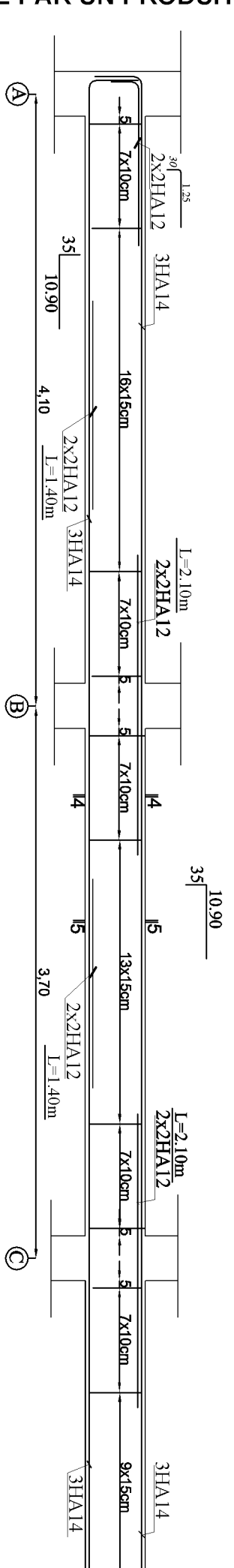
Poutres Axes 1,2,3 Niv ±0.00, +4.08,+7.14 et +10.20 :



Poutres Axes 1,2 et 3 Niv +13.26, +16.32, et +19.38 :



Poutres Axes 1,2 et 3 Niv +22.44, +25.50, et +28.56 :



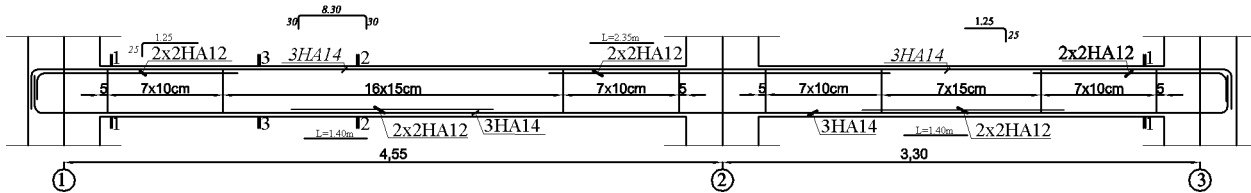
NOTA:

- *-1-Béton dosé à 350 kg/m³ du ciment CPA 325, Fc28= 25 Mpa.
- *-2- Les aciers sont de type Fe 400 & Fe 235
- *-la longueur de recouvrement des barres

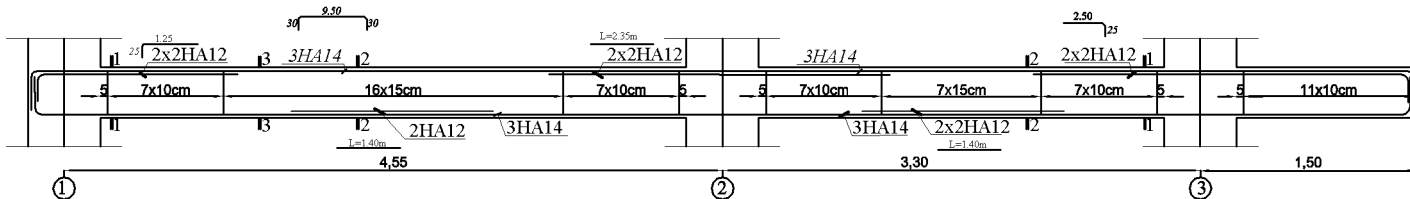
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Genie de la Construction	
Département de Génie Civil	
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

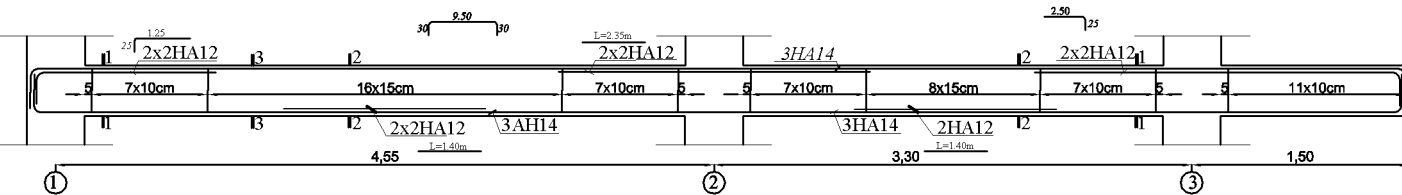
Poutres Axes A ,B,C,D,Eet F Niv ±0.00,+4.08,+7.14 :



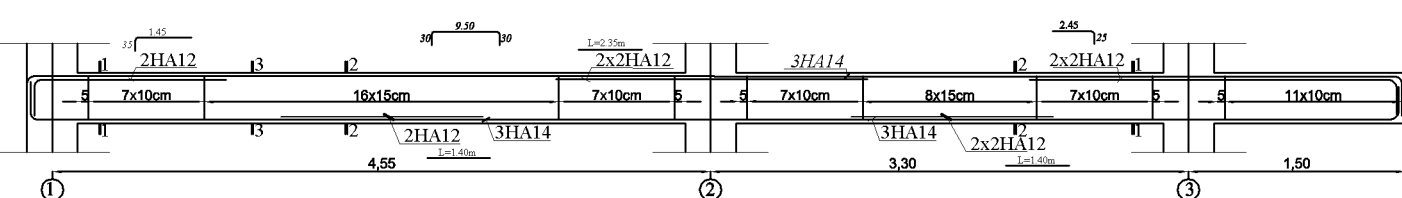
Poutres Axes A ,B,C,D,Eet F Niv +10.20 :



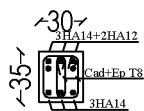
Poutres Axes A ,B,C,D,Eet F Niv +13.26,+16.32 et +19.38 :



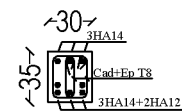
Poutres Axe A,B,C,D,Eet F Niv +22.44,+25.50 et +28.56 :



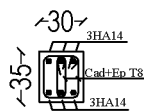
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



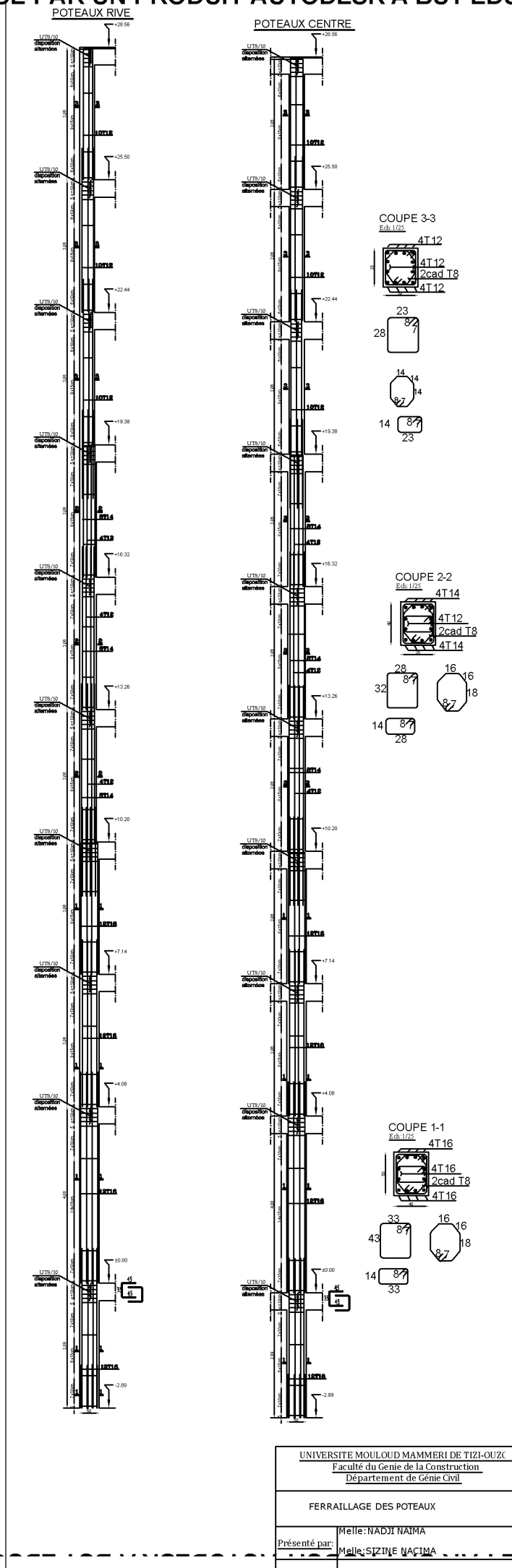
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Présenté par:	Melle:NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA
Encadré par:	Mme: MORAREK

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

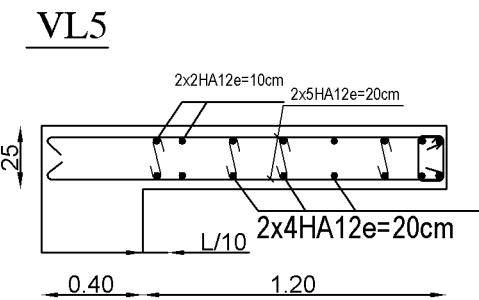
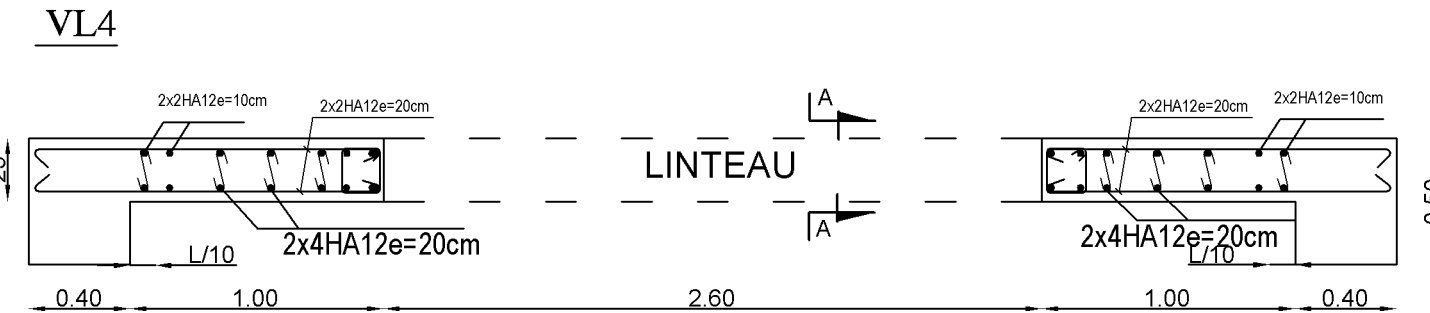
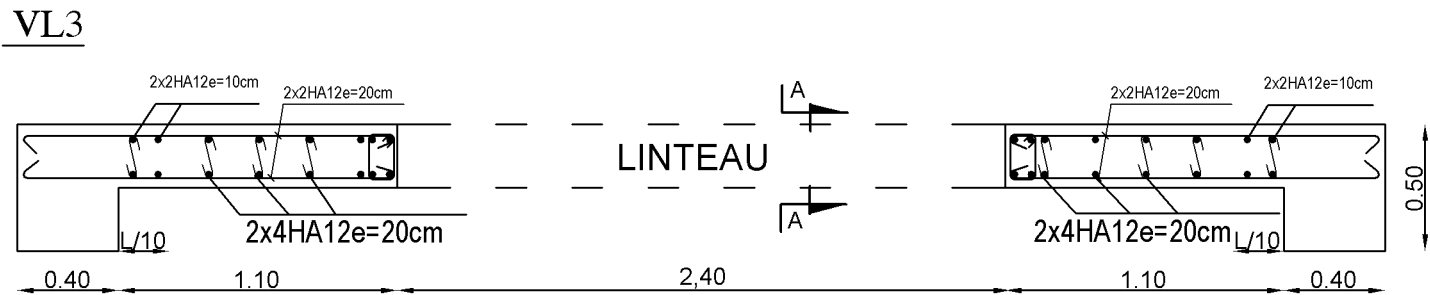
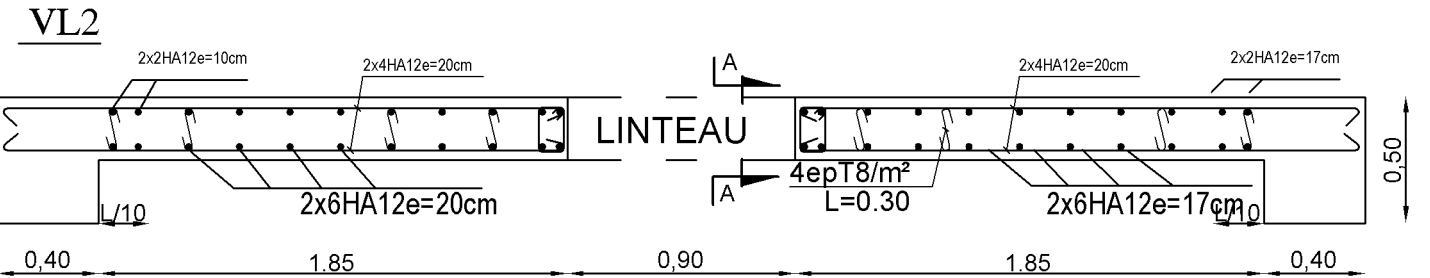
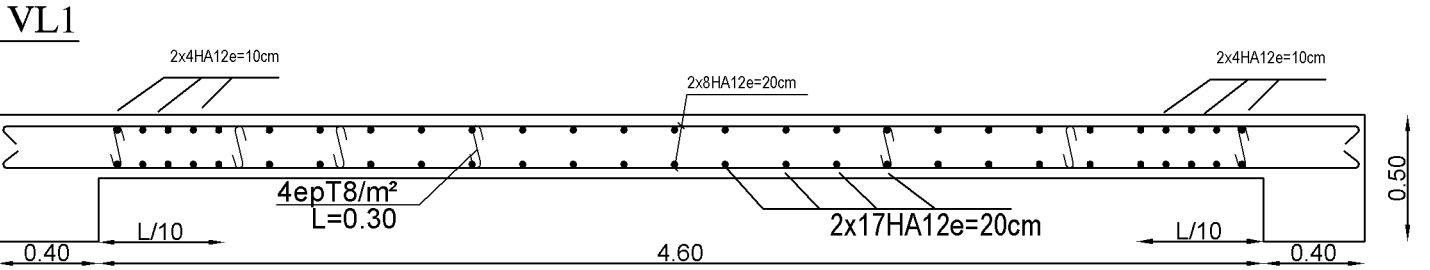


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZC
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Présenté par: Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NAÇIMA

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

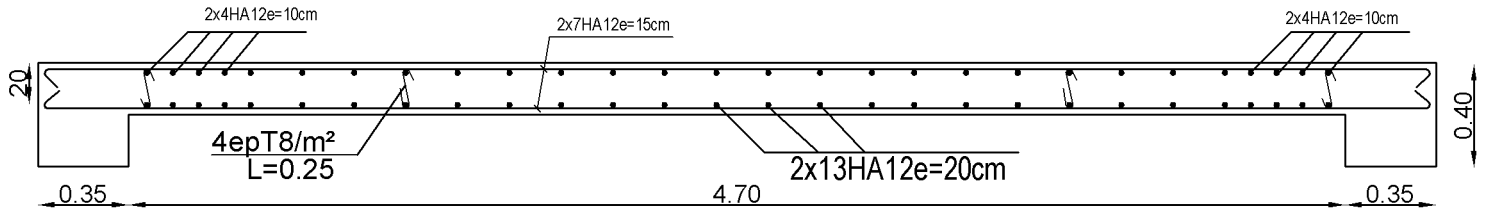


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

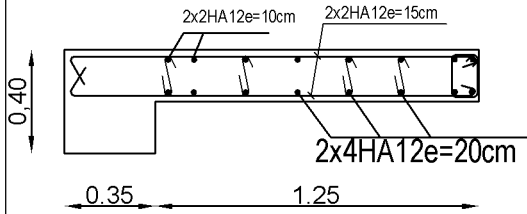
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE!

Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA
Elaboré par:	Mme: MOBARAK

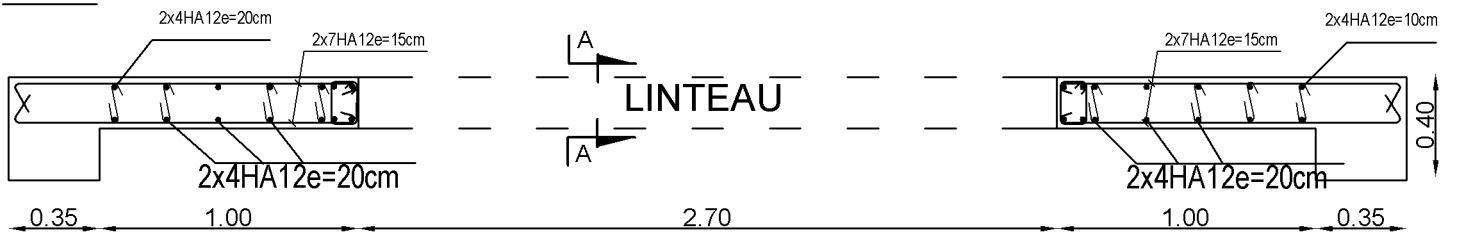
VL6



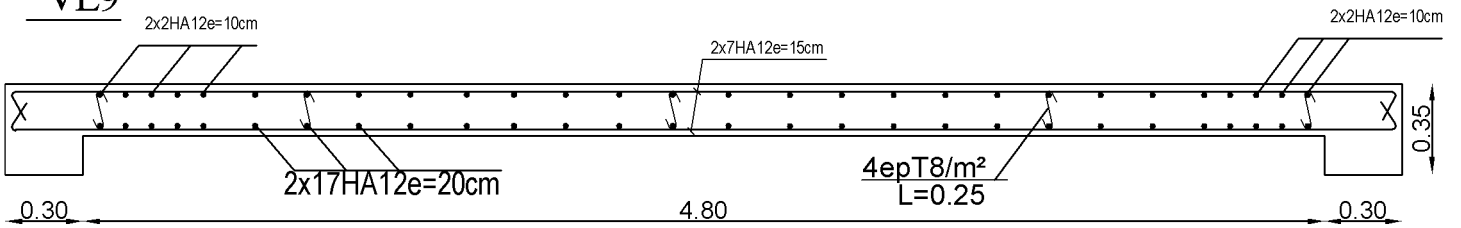
VL7



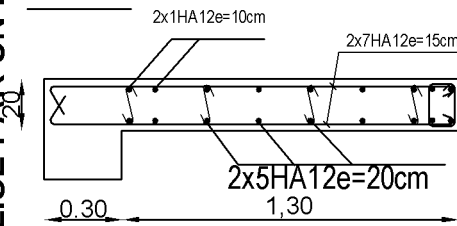
VL8



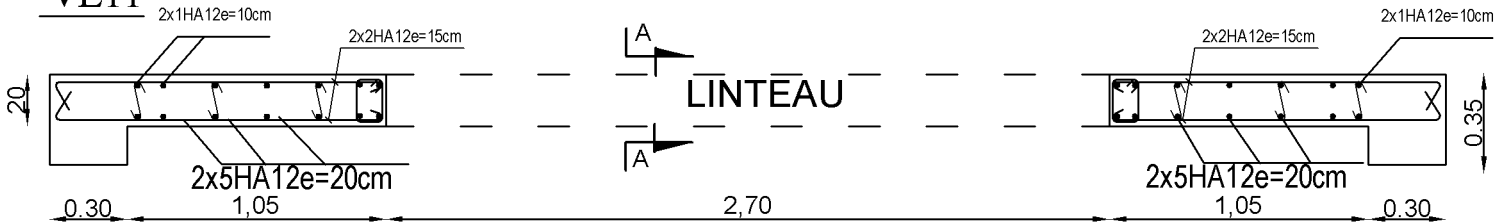
VL9



VL10



VL11



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

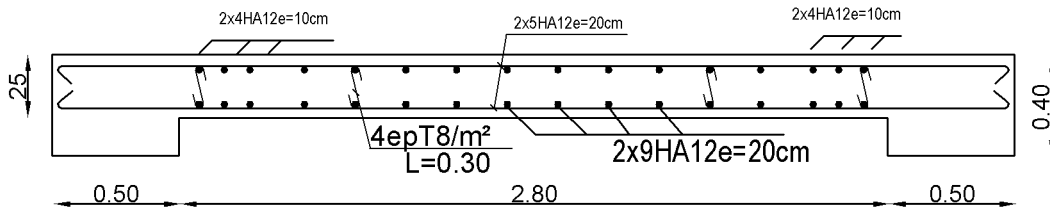
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALES

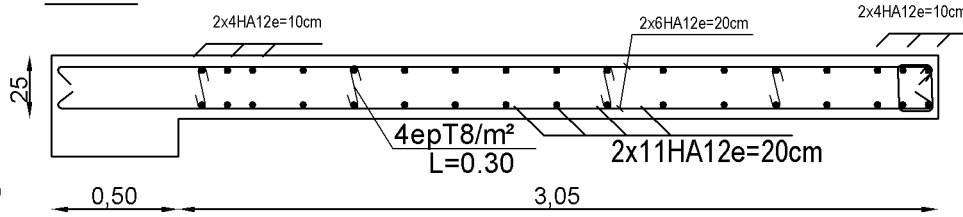
Présenté par: Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA

Produit par: Mma: MOBARAK

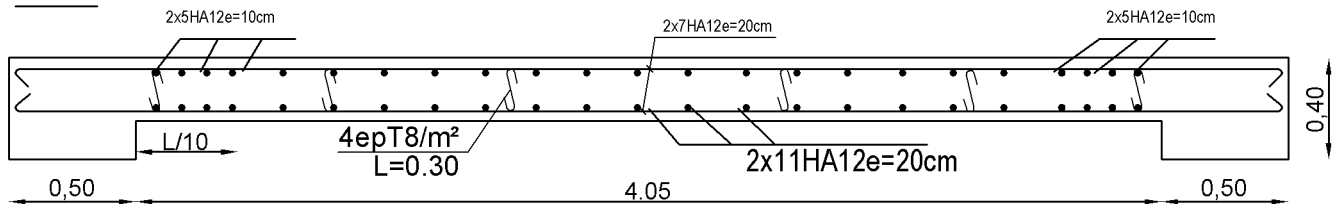
VT1



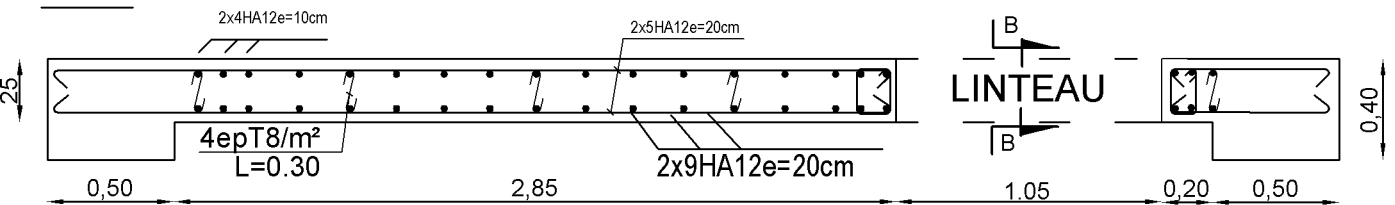
VT2



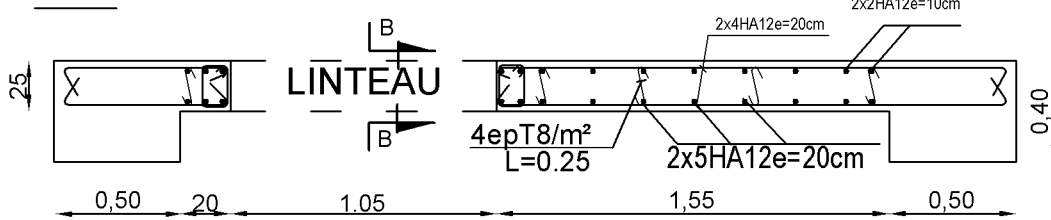
VT3



VT4



VT5



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALES

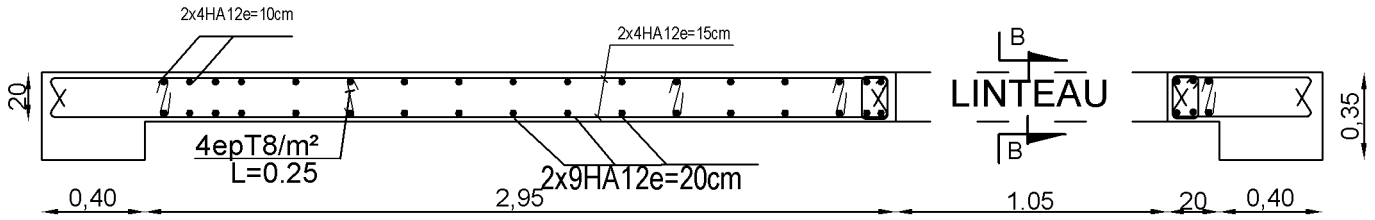
Présenté par:

Melle: NADJI NAIMA

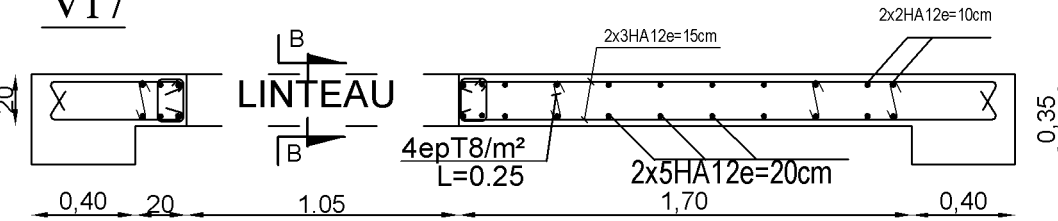
Melle: SIZINE NACIMA

Mme: MOBADEK

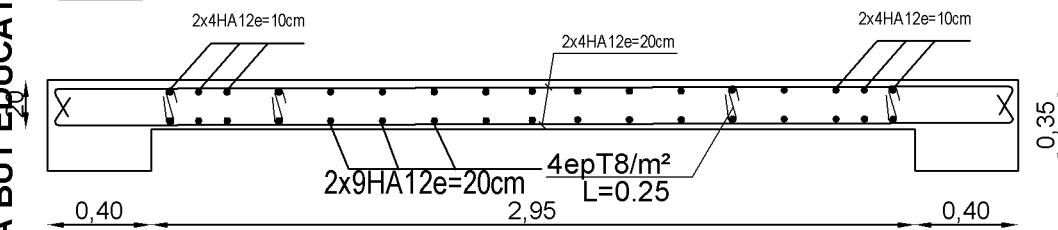
VT6



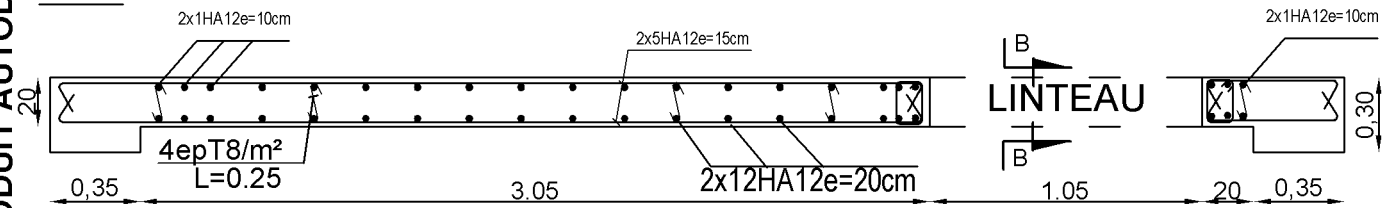
VT7



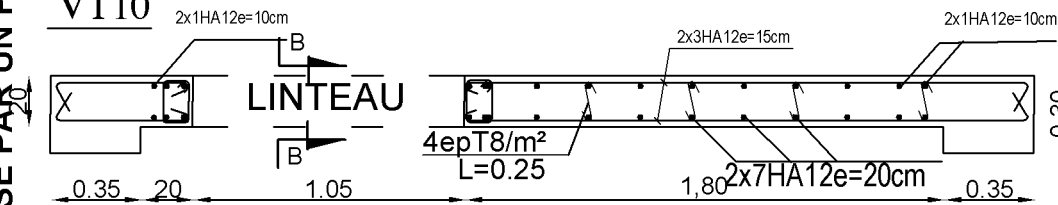
VT8



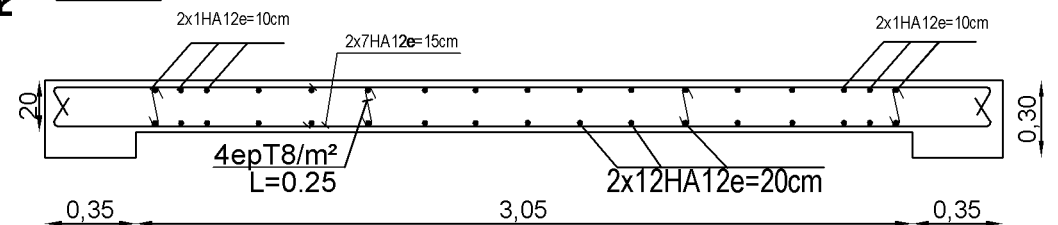
VT9



VT10



VT11



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

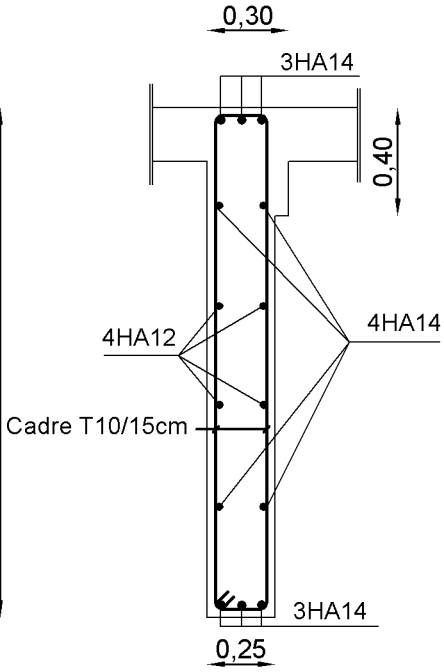
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALES

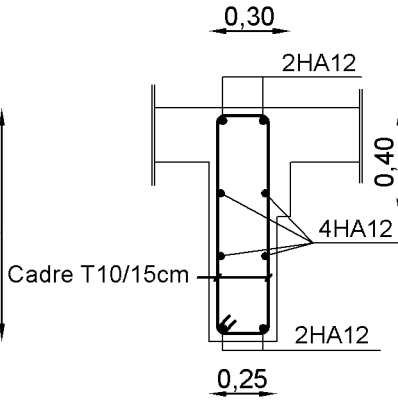
Présenté par: Melle: NADJI NAIMA
 Melle: SIZINE NACIMA

Encadré par: Mme: MORABEK

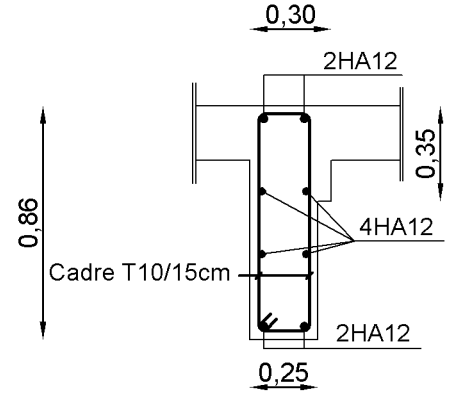
Ferrailge du linteau en Coupe A-A
Niv : +4.08



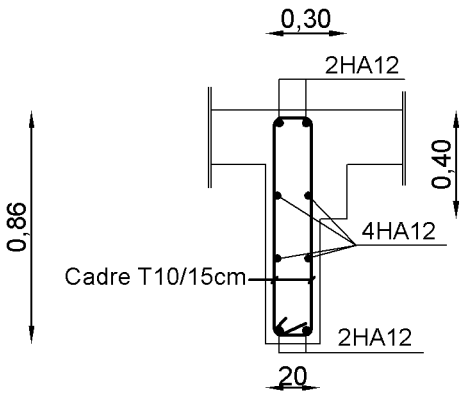
Ferrailge du linteau en Coupe A-A
Niv : +3.06



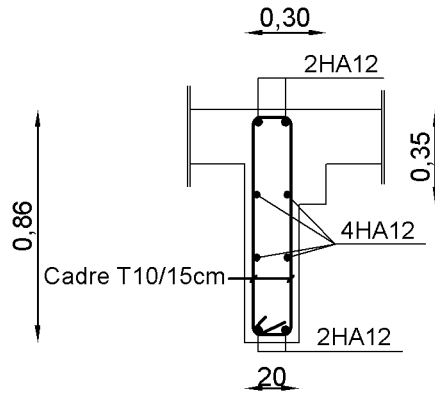
Ferrailge du linteau en Coupe B-B
Niv : +3.06



Ferrailge du linteau en Coupe A-A
Niv : +3.06



Ferrailge du linteau en Coupe B-B
Niv : +3.06



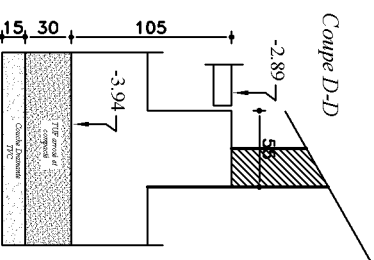
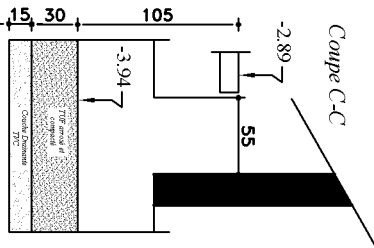
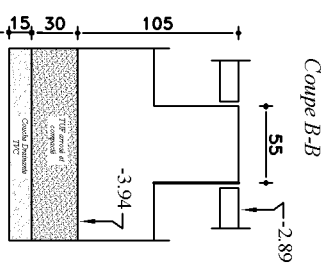
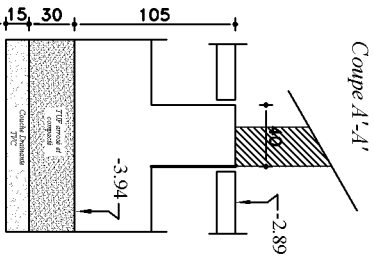
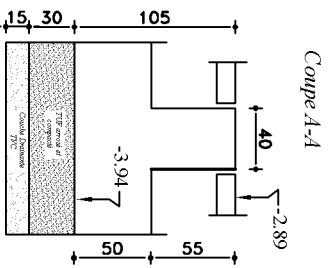
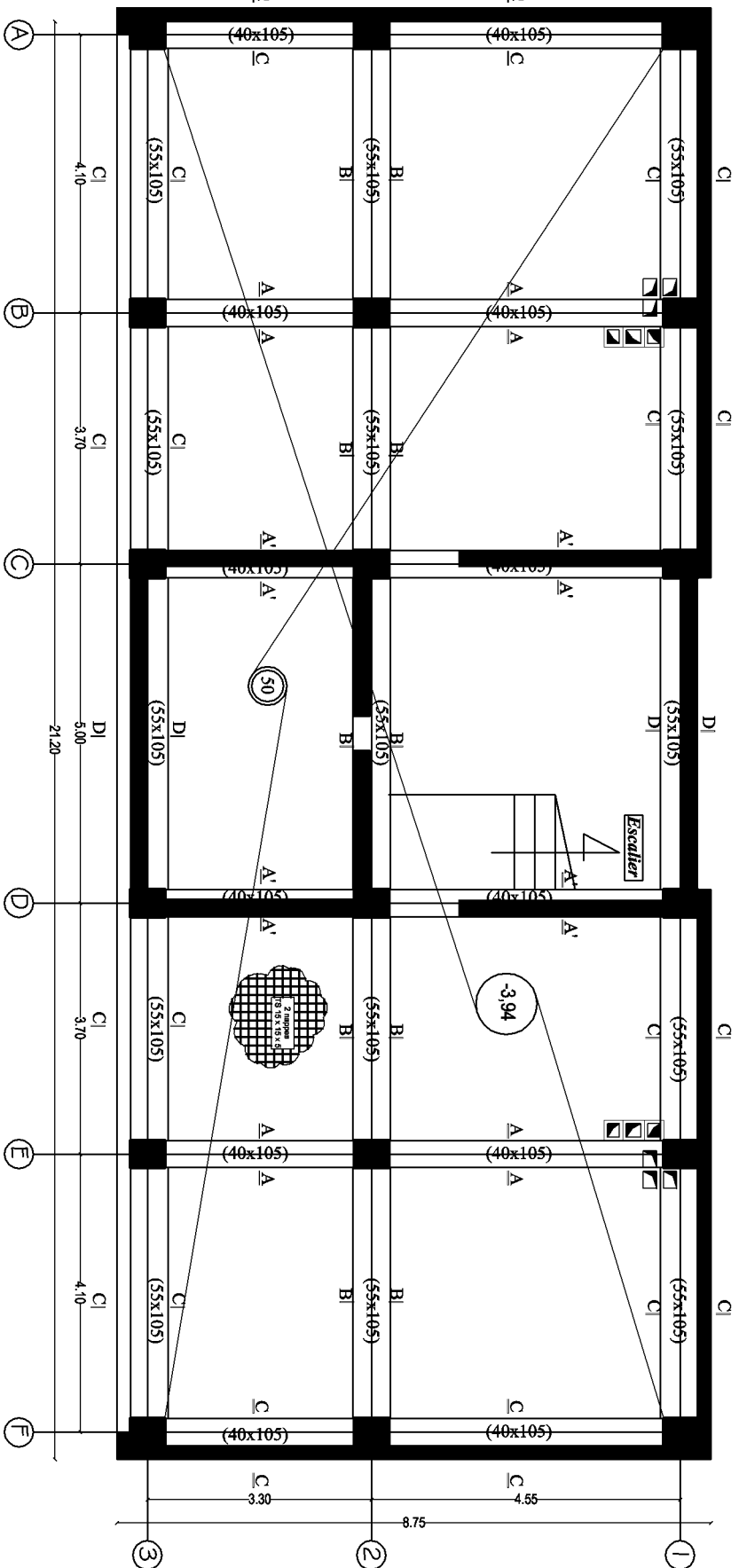
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
	Melle: SIZINE NACIMA
Exécuté par:	Mme: MORABEK

Plan de cotrage du radier niveau -3.94 m

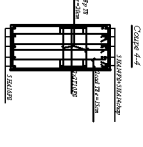
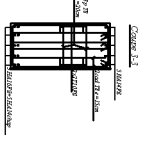
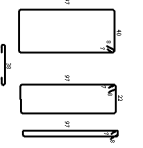
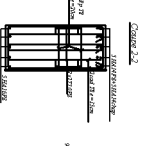
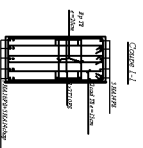
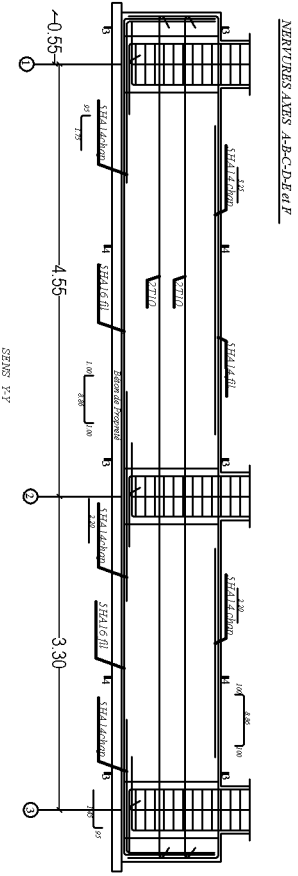
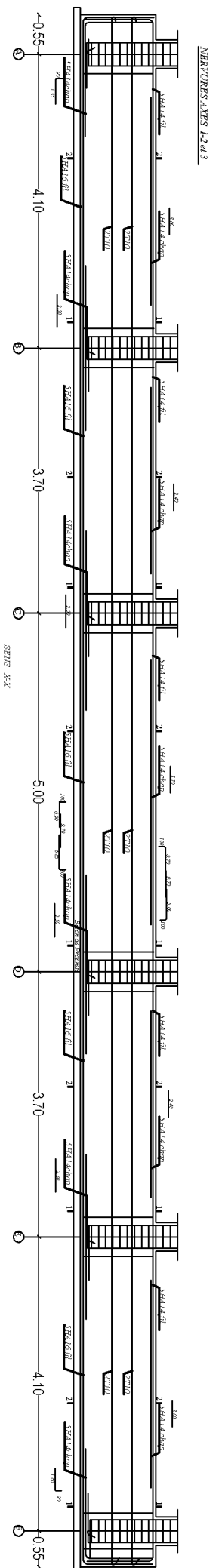
Echelle : 1/50



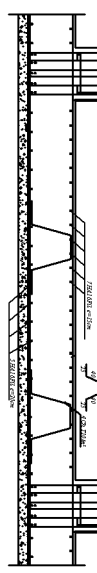
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
COFFRAGE DU RADIER	
Présenté par :	Melle: NADJI NAJMA
Encadré par :	Melle: SIZINE NACIMA
	Mme: MOBAREK

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

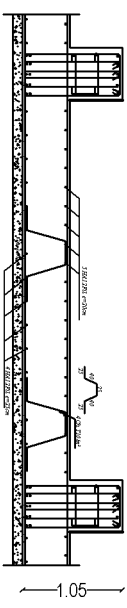


COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RAIDIER :



SENS X-X

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RAIDIER :



SENS Y-Y

Nota : la longueur de recouvrement est :
 -0,80m pour les barres de T16
 -0,70m pour les barres de T14

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
FERRAILLAGE DES NERVURES & RADIER	
Présenté par:	Melle: NADJI NAIMA
Encadré par:	Melle: SIZINE NACIMA Mme: MOBAREK

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et parking, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.1.4 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Nous dirons que la construction en béton armé doit assurer :

- La résistance vis-à-vis des déformations et l'ouverture des fissures.*
- La durabilité.*
- L'économie.*

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.