

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



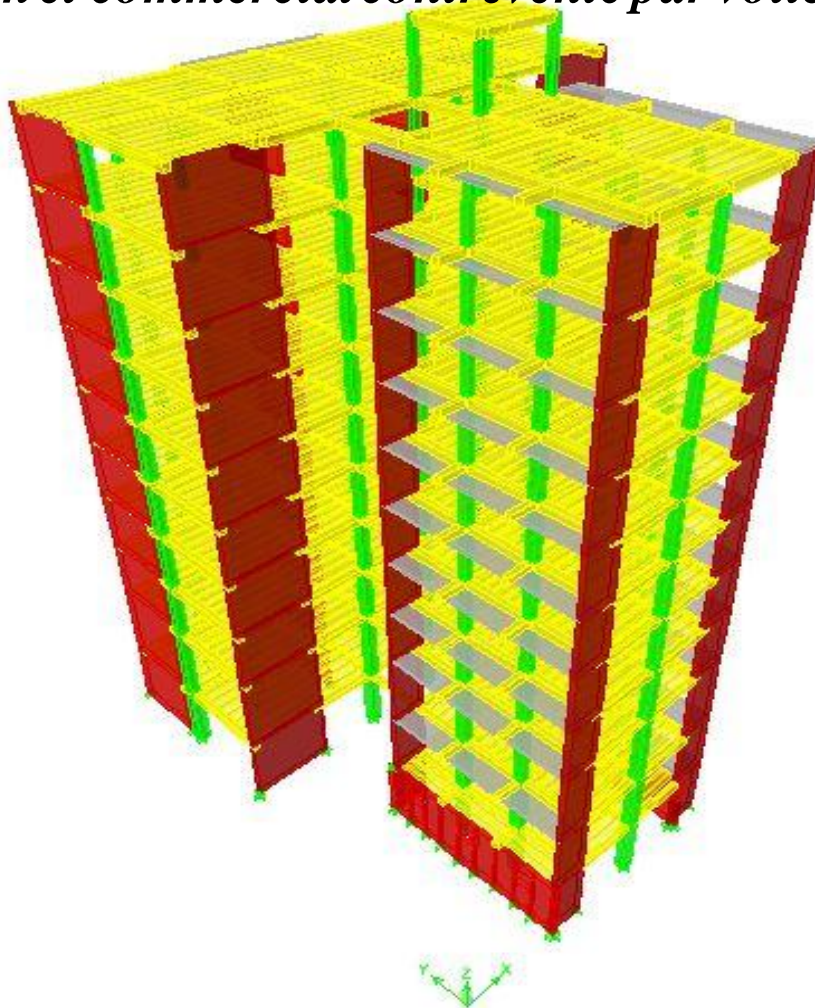
Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master 2 en génie civil.

Option : construction civile et industrielle (CCI).

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8+2 Entre-Sols) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles.



Soutenu le : 07 /10/2013 à 14h salle G02

Dirigé par : M^r LABIOD

Etudié par: M^r DJEBRA LOUNES

M^r BABOU KARIM

M^r AKLI NOURDINE

Promotion : 2012 /2013



Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément le **Bon DIEU le tout puissant**, de sa grand Générosité, de Bonté et De nous accordé la patience et d'avoir accompli ce travaille qui présente le fruit de Plusieurs années de sacrifice.*

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur MR LABIOD, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les Personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Toute personne ayant contribué de prés ou de loin à la réalisation De ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Sans oublier tous nos amis de la promotion MASTER 2 pour leur aide, Leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que le bon dieu le tout puissant nous protège.

Merci à tous.



DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

DJEBRA LOUNES

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

BABOU KARIM

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents, ma chère
grande mère et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

AKLI NOURDINE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage1-10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges.....11-27

- ❖ II.1.Pré dimensionnement des éléments
 - ❖ II.1.1.Les planchers
 - Planchers en corps creux
 - Planchers dalle pleine
 - ❖ II.1.2.Les poutres
 - ❖ II.1.3.Les voiles
 - ❖ II.1.4.Les poteaux
 - ❖ II.1.5.Détermination des charges et surcharges
- ❖ II.2.Descente de charges

Chapitre III : Calcul des éléments.....28-149

- ❖ III.1.Acrotère.....28-35
- ❖ III.2.balcon.....36-42
- ❖ III.3.Porte à faux.....47-50
- ❖ III.4.Escalier.....51-99
- ❖ III.5.Poutre palière.....100-108
- ❖ III.6.Poutre de chaînage.....109-114
- ❖ III.7.Planchers.....115-139
- ❖ III.8.salle machine.....140-149

Chapitre IV : étude de contreventement.....150-167

Chapitre V : Modélisation de la structure.....168-196

Chapitre VI: VérificationRPA.....197-205

Chapitre VII: Ferrailage des poutres	206-221
Chapitre VIII: Ferrailage des poteaux	222-234
Chapitre IX: Ferrailage des voiles... ..	235-257
Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....	258-291
Chapitre X I: Etude de mur plaque.....	292-300.

Conclusion-mémoire.

Conclusion-Générale.

Bibliographie.

Symboles et Notations.

1. Majuscules romaines :

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimées.
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A_u	Section d'aciers pour l'ELU.
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_n	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N_{ser}	Effort normal en service.
N_u	Effort normal de service.
V et T	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
B_r	Section réduite.
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

2. Notations en minuscules romaines :

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.

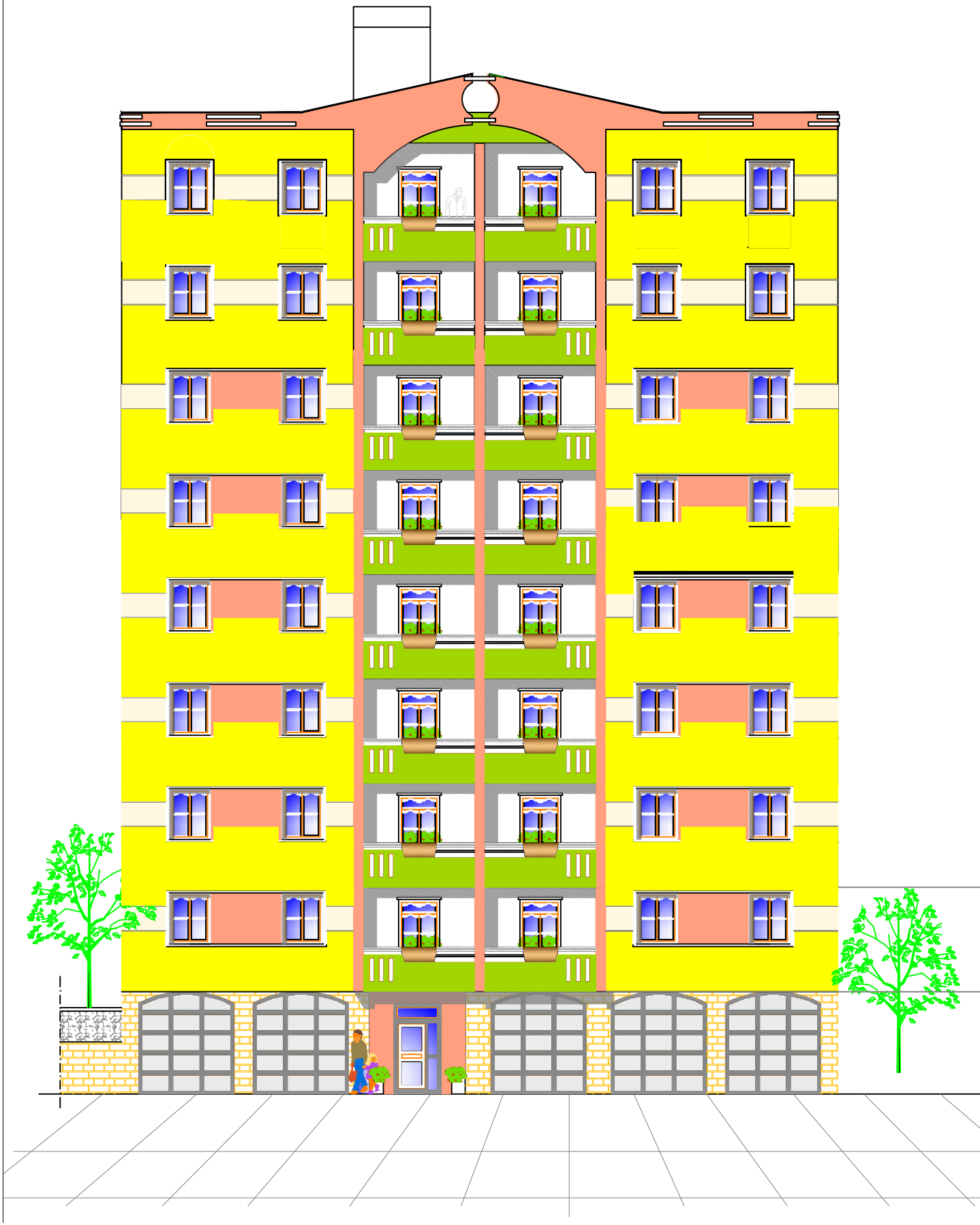
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Resistance calculé à 28 jours.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
s_t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

3. Notations en majuscules Grecques :

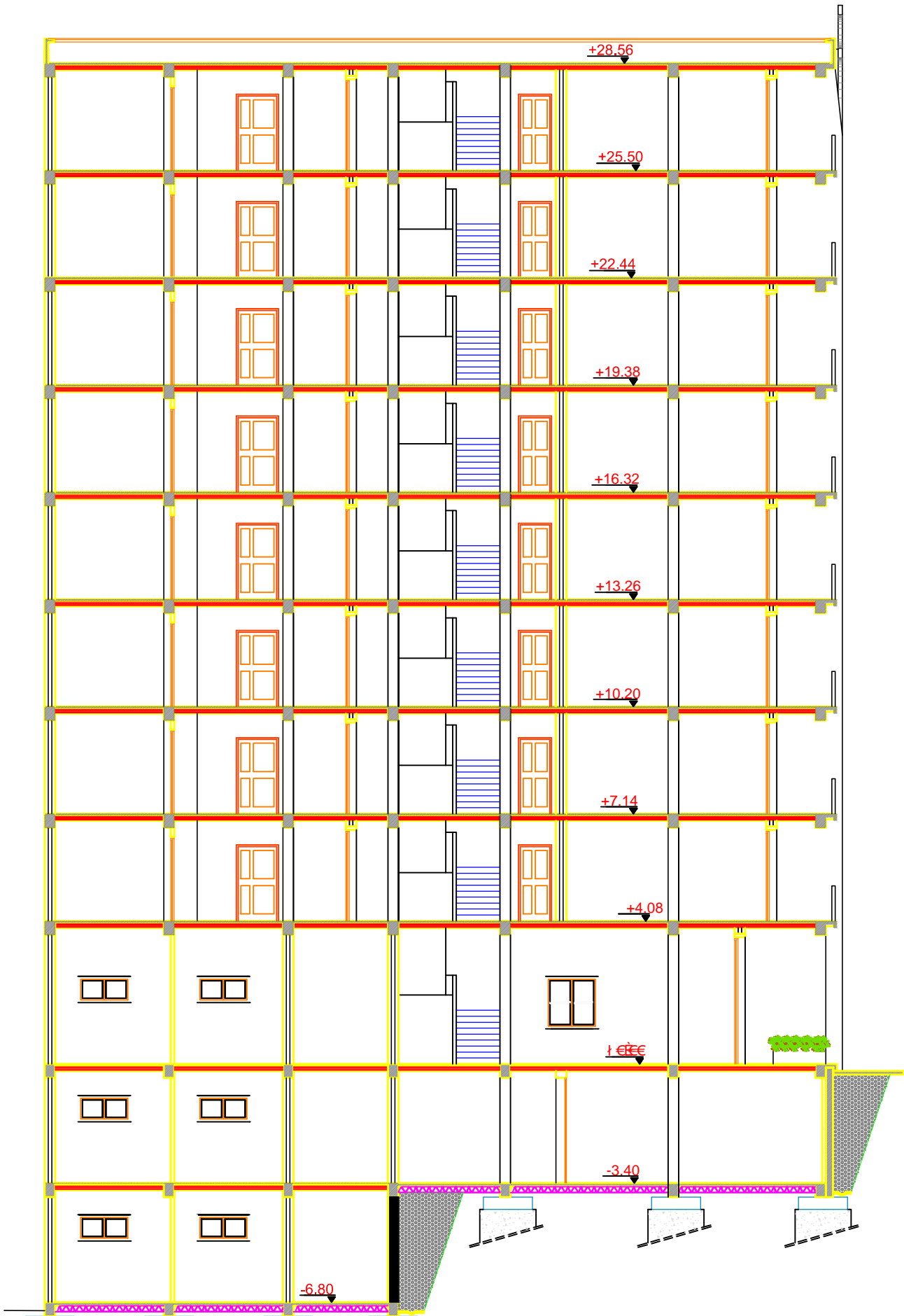
α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ζ	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement..
μ	Coefficient.
υ	Coefficient de poison.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.

Plans d'architecture

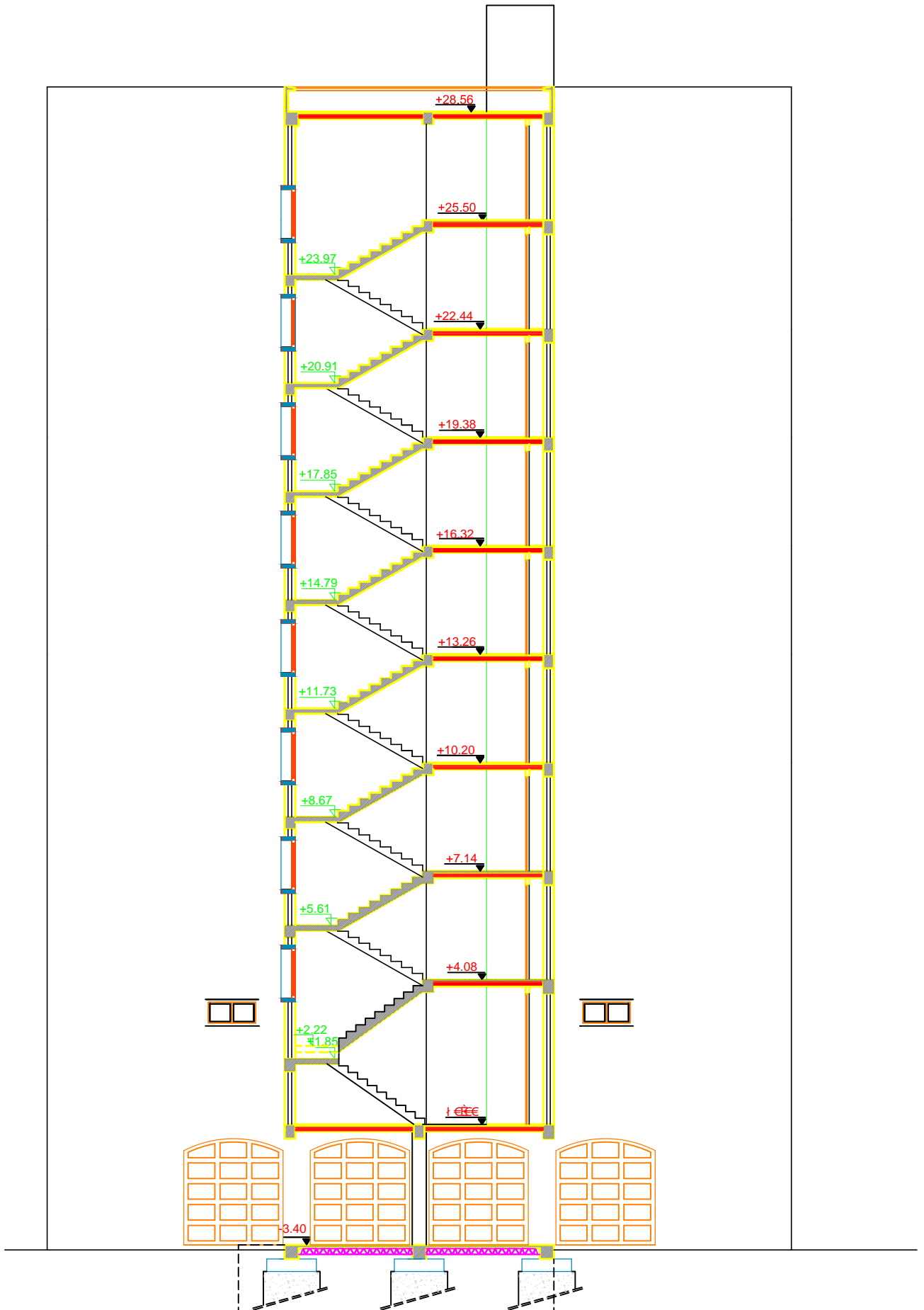
FAÇADE PRINCIPALE



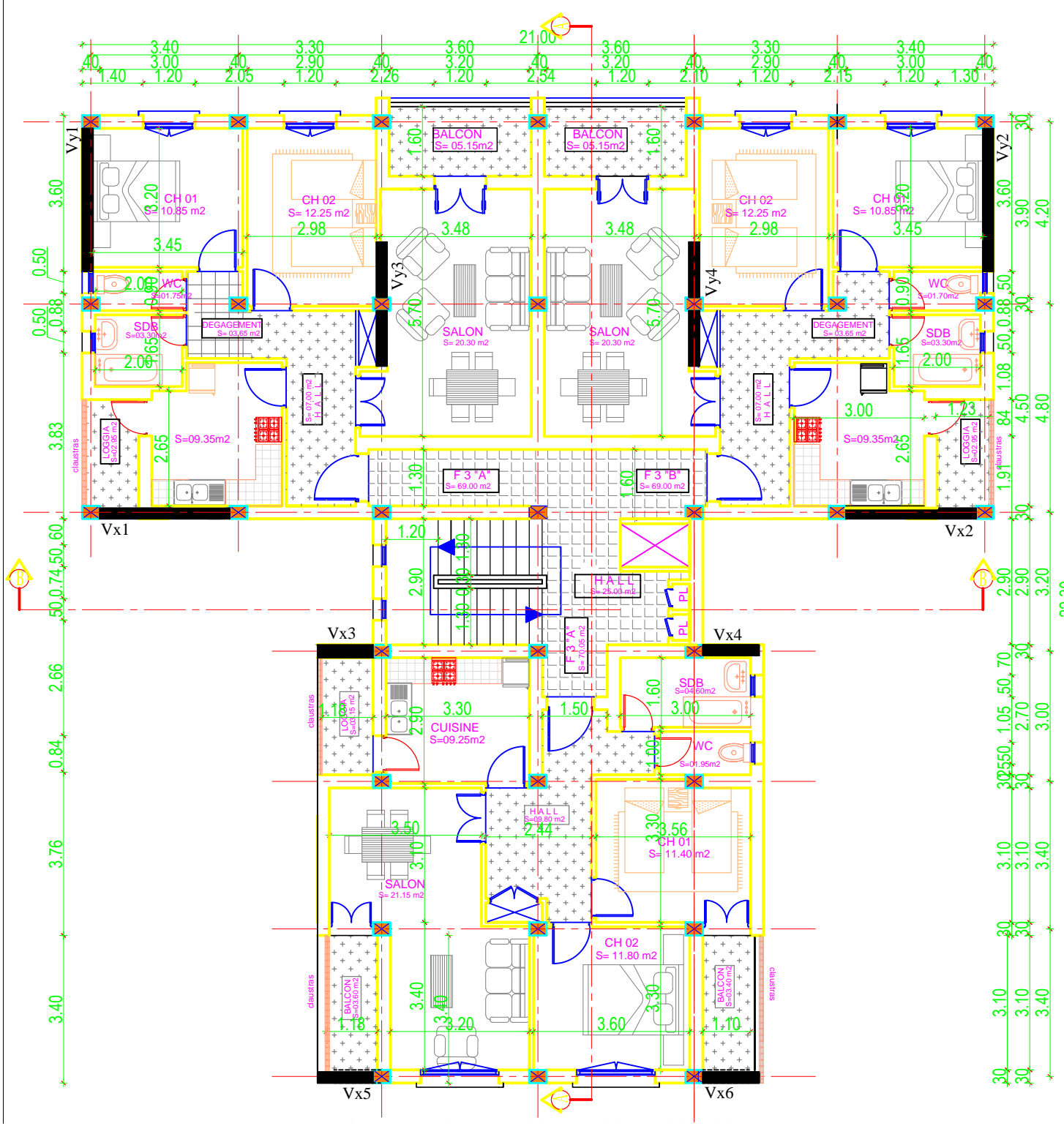
COUPE A-A



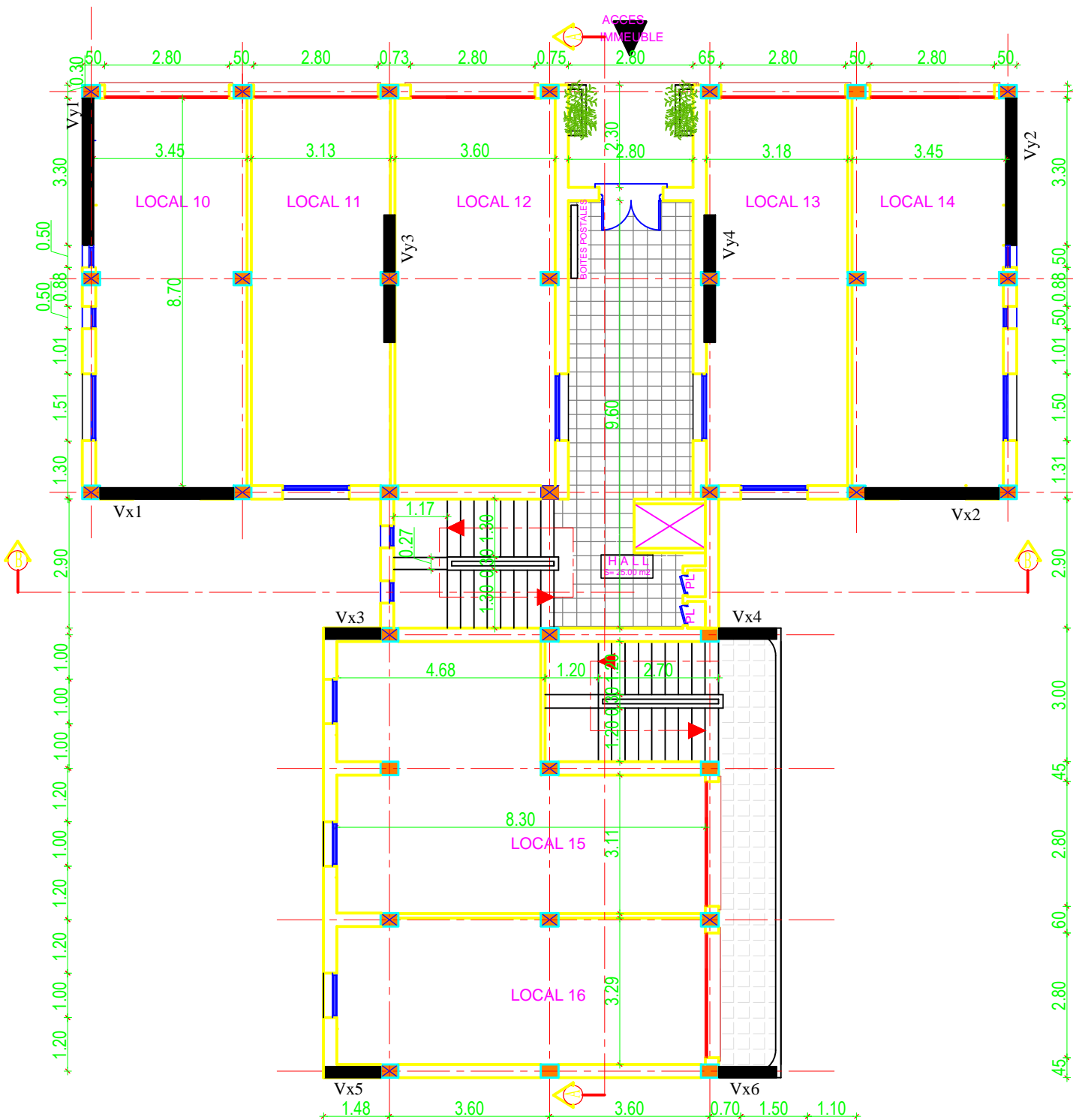
COUPE B-B

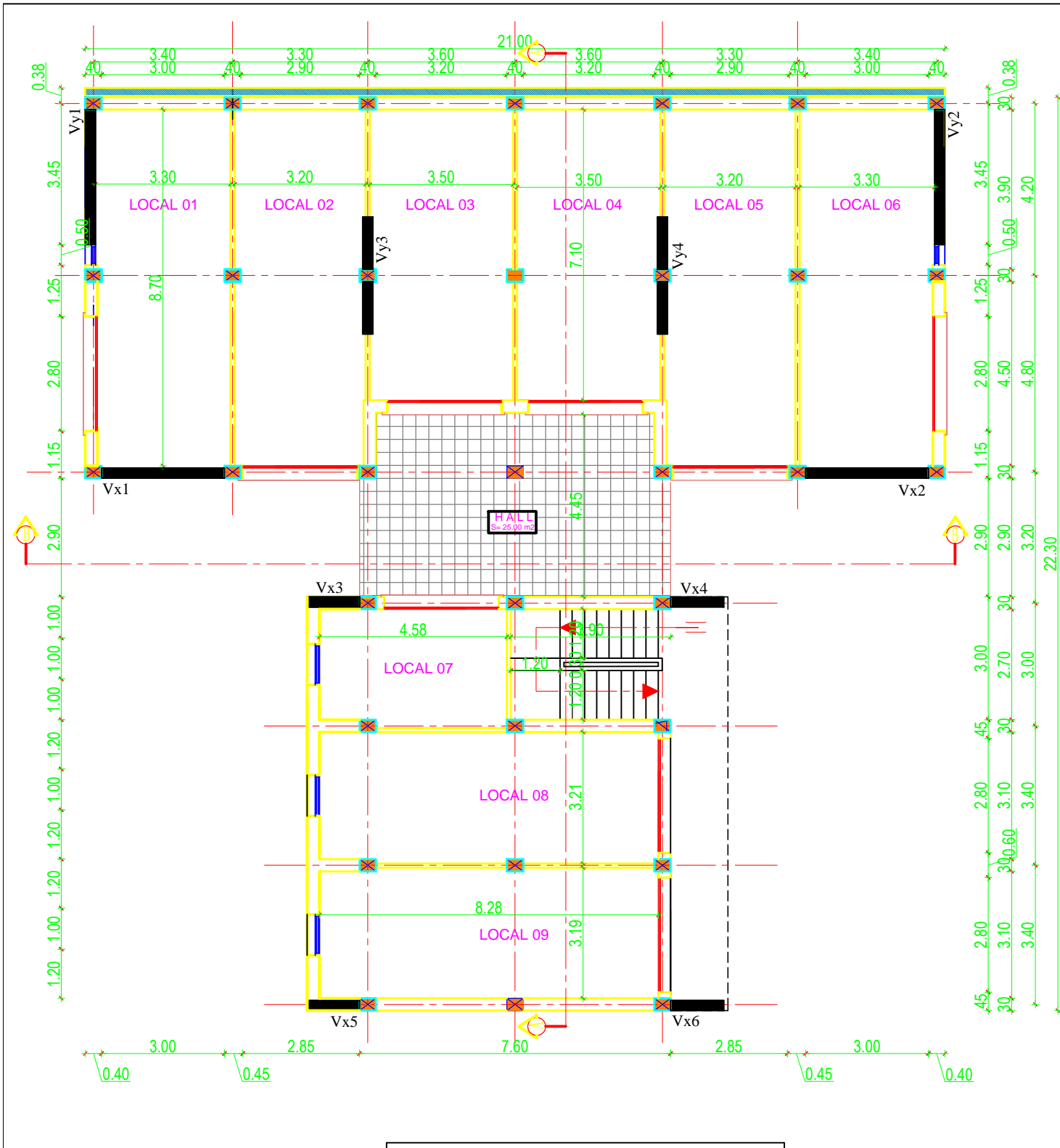


PLAN D'ETAGE COURANT

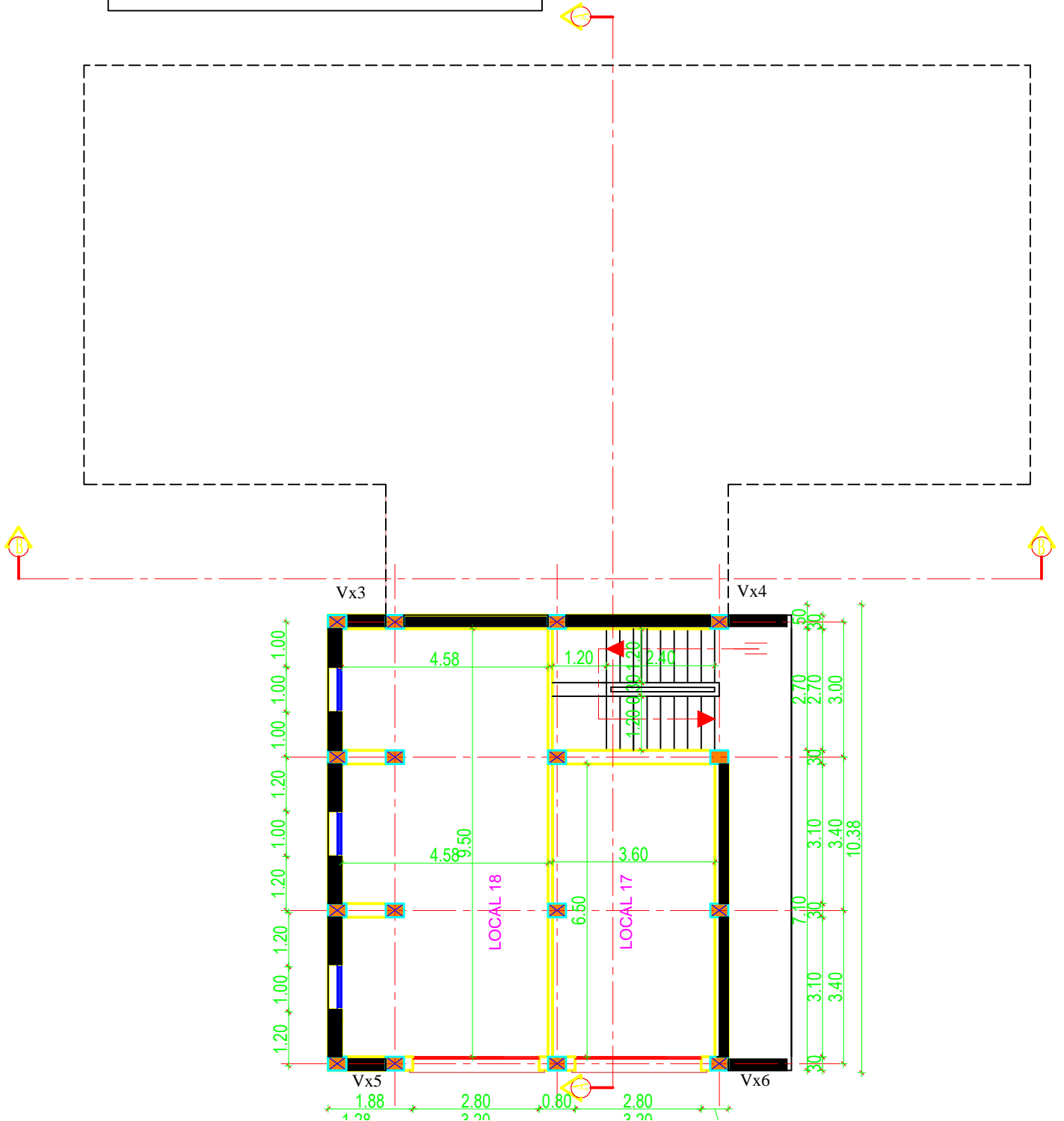


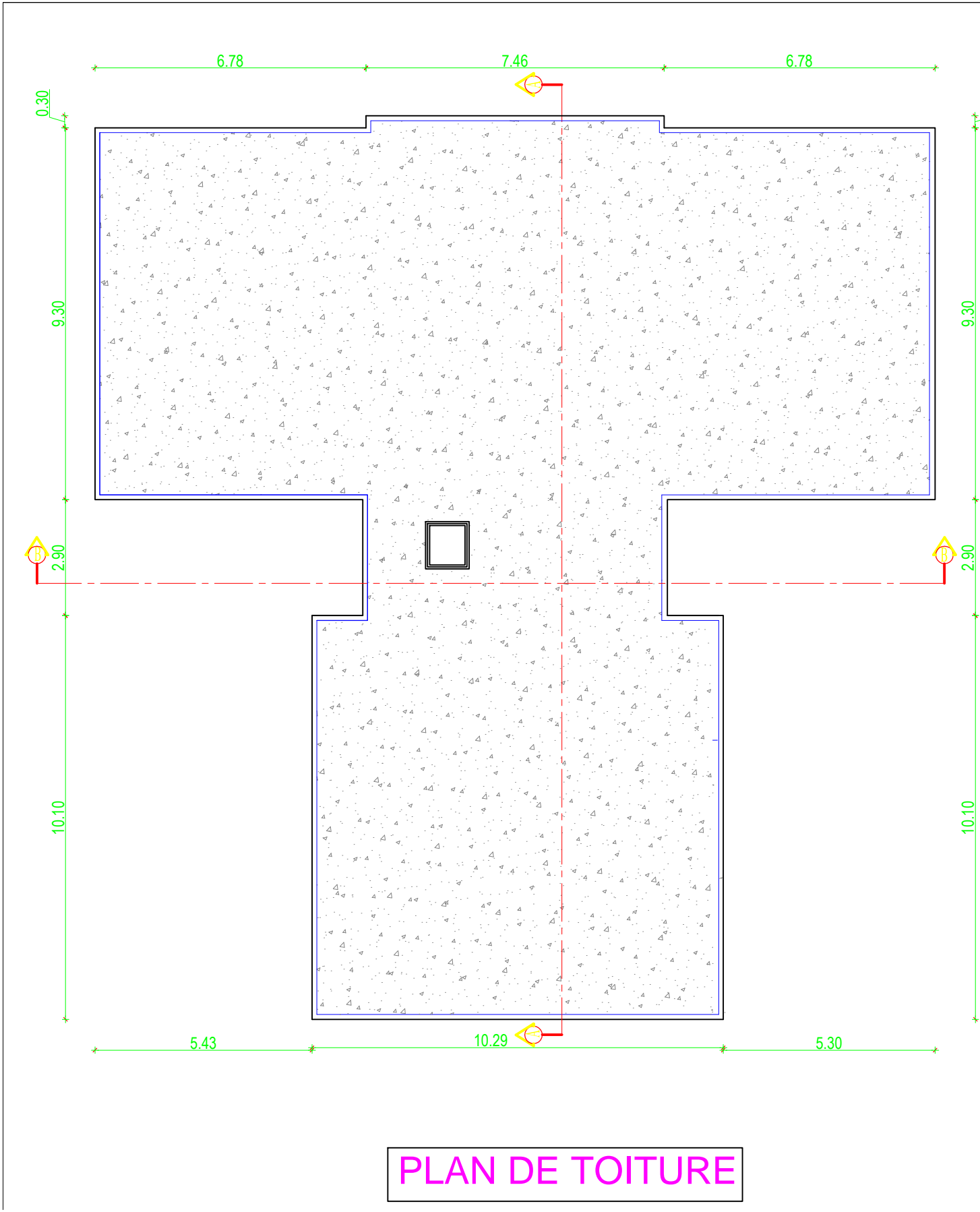
PLAN DU RDC





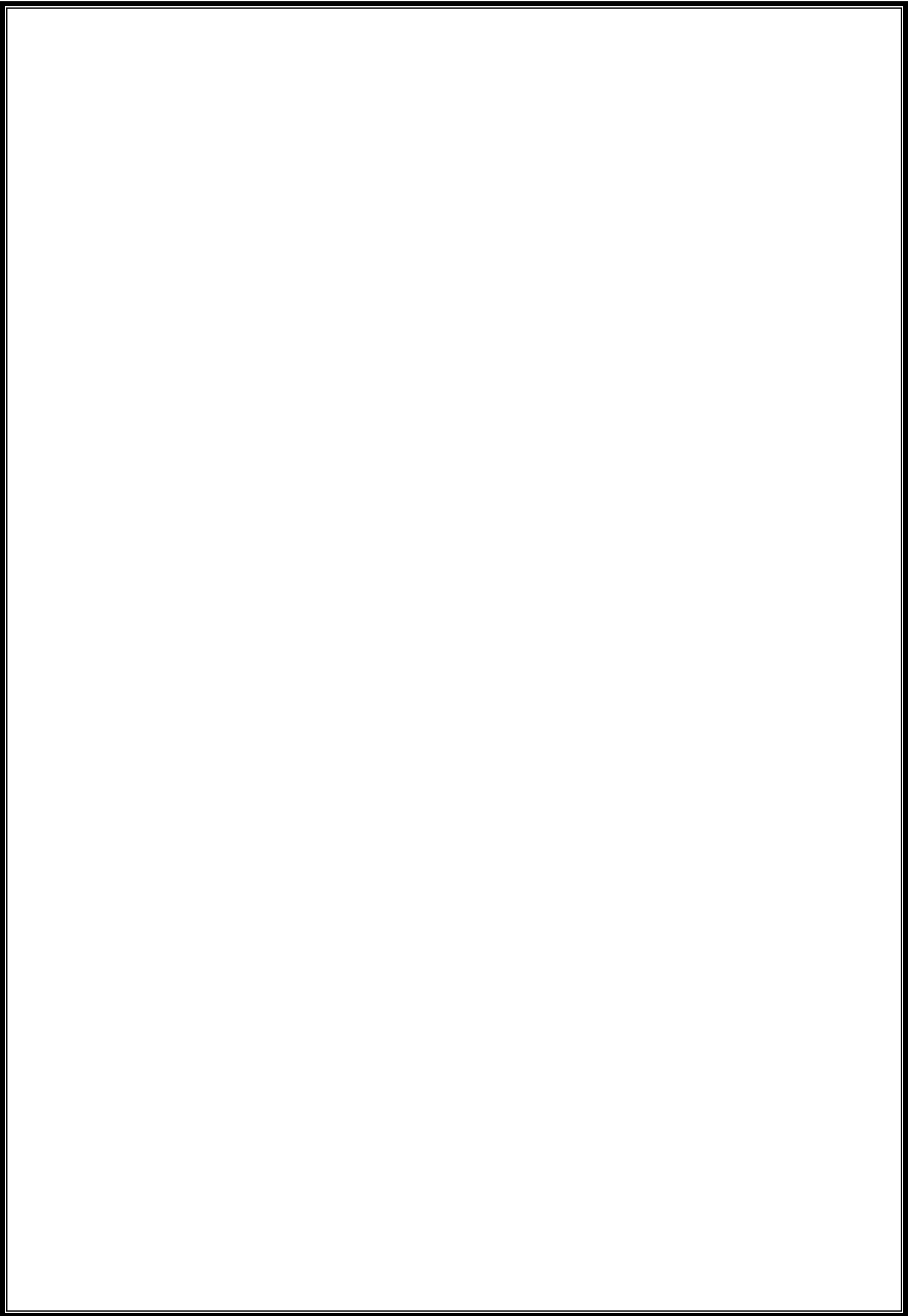
PLAN ENTRE SOL 2





PLAN DE TOITURE

Introduction générale



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût. Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA99, version 2003) et les règlements du béton aux états. Limites (CBA93).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous à été confié par un bureau d'étude situé à AZAZGA. Il consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en béton armé. L'ossature porteuse du bâtiment est de type << mixte >> c'est-à-dire constituée de portiques – voiles qui assureront le contreventement de l'ouvrage.

Cet ouvrage qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville d'azazga qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, (zone IIa); groupe d'usages 2.

La présente étude va se porter sur le bâtiment composée de :

- 02 Entres-sols à usage commercial.
- Rez-de-chaussée à usage commercial.
- 08 étages courants à usage d'habitation (comporte chacun 03 appartements dont deux F₃ 69.00m² de Surface et l'autre F₃ 70.04m² de surface).

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

On est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de la présente structure qui à pour dimensions

a. Dimensions en plan:

Sens transversal (Largeur totale du bâtiment)	l = 20.60m
Sens longitudinal (longueur totale du bâtiment)	L = 22.00m

b. Dimensions en élévation:

Hauteur des entres-sols	h = 03.40m
Hauteur du Rez-de chaussée	h = 04.08m
Hauteur d'étage courant	h = 03.06m
Hauteur de l'acrotère	h = 0.60m
Hauteur totale du (y compris l'acrotère).	h = 35.96m

Le système structural:

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de la dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **(RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A).**

I.5. La réglementation utilisée:

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement :

- **BAEL91 modifiées 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA93** (Conception et calcul des structures en Béton Armé).

I.6. Les éléments de l'ouvrage :**a. Ossature :**

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs. Les charges verticales seront reprises par les portiques et les voiles (les charges seront réparties). Quant aux sollicitations dues aux charges horizontales, elles seront reprises par les voiles et les portiques en béton armé. Ce système de contreventement par voiles assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

b. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Leur rôle principal est :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de plancher :

b₁. Planchers en corps creux :

La structure est composée de (11) planchers, tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur e_p coulée sur place. Reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse, inaccessible, sera muni d'une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

b₂. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des Planchers en corps creux ainsi qu'au niveau de la salle machine

c. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine (béton armé).

d. Maçonnerie :**d₁. Les murs extérieurs :**

Les murs extérieurs sont en double cloisons (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm).
(15+5+10) = 30 cm.

d₂. Les murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont des murs de séparation seront de simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur

e. Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

-Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier, la première cage d'escalier mené de l'ens-sols au RDC et la deuxième mené de RDC aux différents étages courants.

f. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place. Qui n'adhèrent pas a la structure considérai comme un élément isolé a l'intérieur de la structure.

g. Revêtements : Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

h. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni 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 et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

i. L'acrotère :

La terrasse muni d'un acrotère qui sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis a son poids propre et une poussée latérale $P=1,00\text{KN/ml}$ due a la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser. La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et d'épaisseur de 10 cm.

j. Coffrages : Pour des raisons pratiques : on utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois).**k. Voiles :** Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.**l. Fondation :** Sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix de la fondation se ferait selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol.

Dans notre cas on a un sol meuble site S3

- **Rapport géotechnique :**

- Le terrain sur lequel est fondé notre bâtiment est un terrain meuble $\alpha = 12$.
- La profondeur d'encrage est égale à 2.00m.
- D'après l'étude réalisée par le laboratoire de géotechnique (L.M.B.T.P), la contrainte admissible du sol considérée dans le calcul est de l'ordre de : $\sigma_{sol} = 2.61\text{MPa}$.

I.7. Principe des justifications (Art A 1.2 BAEL 91) :

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.7.1. Les différents états Limites:

a. Etat limite ultime (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

b. Etats limites de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier,

Le Mortier, le carrelage, la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur :

I.8.1. Le béton :

C'est un matériau constitué par un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 .
- 150 à 200L d'eau.

La réalité pratique conduit vers le rapport $Eau/Ciment = 0.5$

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350Kg/m^3 de ciment portland composé CPJ. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des méthodes de composition.

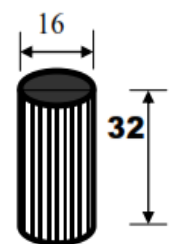
REMARQUE :

Ce n'est pas évident que les dosages imposés donnent $f_{c28} = 25\text{MPa}$, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

a. La résistance caractéristique à la compression :

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton est fixée à priori, Compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge j est inférieur à 28



jours, on

Se Réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré. On admet en première approximation

Que Pour $j \leq 28$ jours, la résistance du béton est donnée par les lois suivantes :

$$f_{cj} = J/(4.76 + 0.83J) \quad f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = J/(1.4 + 0.95J) \quad f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{Mpa.}$$

En cours de la réalisation, la résistance caractéristique à la compression du béton employé est vérifiée généralement par des essais (n essais) de compression axiale effectuée sur des éprouvettes normalisées ayant pour dimensions 16 cm de diamètre et 32 cm de Hauteur.

• **Les principales étapes de l'essai sont :**

La valeur moyenne de résistance:

$$\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cj}}{n}$$

L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats :

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (f_{cj} - \bar{f}_c)^2}{n - 1}}$$

La résistance caractéristique :

$$f_{c28} = \bar{f}_c - k \cdot s$$

• **Les valeurs de k sont données dans le tableau :**

Ordre de	1%	5%	10%	20%	50%
k	2,33	1,64	1,28	0,80	0

b. La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (BAEL 91/Art 4.3, 41)

Pour le présent projet on prendra : $f_{28} = 25\text{MPa}$ à titre pédagogique

$\gamma_s =$ Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations accidentelles (séisme).

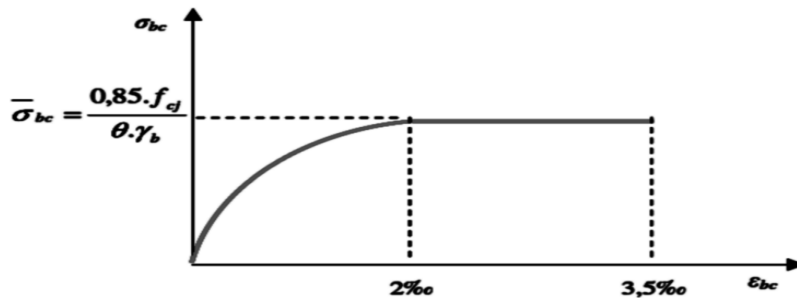
$\gamma_s = 1.5$ pour les situations durables (ELU).

$\theta = 1$ La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$ La durée est inférieure à 1 heure.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangle) comme le montre la figure ci-dessous :



$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure. Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$ compression avec flexion.

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

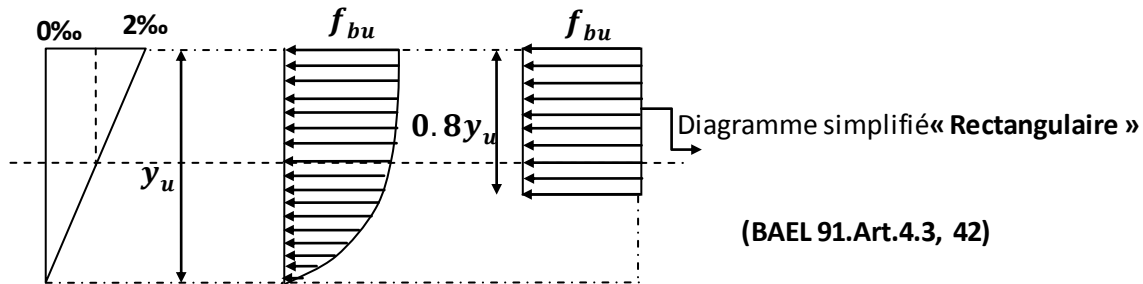
Figure.I.2.Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU :(BAEL91/A.4.3.41)

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte

Limite à la compression à l'ELU, la valeur : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \Rightarrow \boxed{f_{bu} = 14.20 \text{MPa}}$

• **Diagramme Contrainte – Déformation :**

Le diagramme simplifié déformations-contraintes ou diagramme « rectangulaire » s'utilise également, si la section considérée n'est pas entièrement comprimée. Le diagramme rectangulaire, d'utilisation plus simple dans les calculs, conduit pratiquement au même résultat.



(BAEL 91.Art.4.3, 42)

Diagramme des déformations

Diagrammes des contraintes.

y_u : représente la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

c. **La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS:**

Elle est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

(BAEL 91/Art 4.3, 52)

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

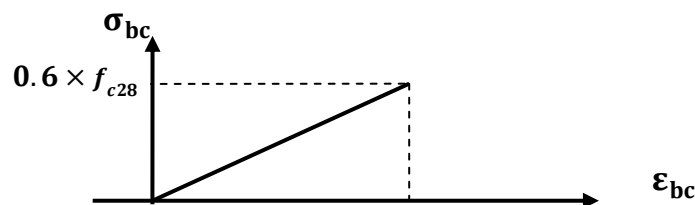


Figure I. 3. Diagramme déformations – contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}}$

d. **Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{tj}$ pour $f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$.

(Art.A2.1.12, BAEL 91)

$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) \Rightarrow \boxed{f_{t28} = 2.1 \text{MPa}}$.

e. **Module de déformation du béton :**

e₁. **Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation longitudinale instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ Mpa.pour $f_{cj} = 25 \text{MPa}$. $\Rightarrow \boxed{E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}}$. (BAEL91.Art.2.1, 21)

- Module de déformation longitudinale différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ Mpa pour $f_{cj} = 25 \text{MPa}$. $\Rightarrow \boxed{E_{vj} = 10818.86 \text{MPa}}$. (BAEL91.Art.2.1, 22)

e₂. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [MPa]

- **Coefficient de poisson (ν)** : C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

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

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \text{ IL sera pris égale à } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l' ELS.} \\ \nu = 0.2 & \text{à l' ELU.} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91.Art.2.1, 3})$$

f. La masse volumique du béton armé (ρ):

Elle est égale à 2500Kg/m³ pour un béton dosé à 350Kg/m³ de ciment CPJ325

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

g. Contrainte tangente conventionnelle (contrainte limite de cisaillement) :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b₀ : La largeur de l'âme

d : Hauteur utile de la poutre. d=h-c

$$\tau_u \leq \min \begin{cases} 0.5 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Si la fissuration est non préjudiciable et très préjudiciable. (BAEL91.Art.5.1,1)}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.13 \times f_{cj} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.10 \times f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$

h. Le dosage :

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa à l'âge de 28 jours.

I.8.2. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal et l'acier résiste bien.

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers qui seront utilisés dont leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f _e [MPa]	Résistance A la rupture	Allongement Relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ]
Aciers en barres	Rond lisse FeE 235	R L	235	410-490	22	1	1
	Haute adhérence FeE 400	H A	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 φ < 6	T S	520	550	8	1,3	1

a. Module de déformation longitudinale l'acier :

$$E_s = 5 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, Art A.2.2})$$

b. Contrainte limite :

Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91, Art A.2.1, 3})$$

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

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité. } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \text{situation courante.} \\ \gamma_s = 1.00 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Pour les H.A}$$

Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles

• Fissuration peu nuisible :

La contrainte n'est soumise à aucune limitation $\sigma_{st} \leq f_e$ (BAEL91, Art A.4.5,32)

• Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e \\ 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 266.66 \text{ MPa} \\ 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ (BAEL91, Art A.4.5, 33)

• Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \times f_e \\ 90 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ MPa} \\ 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 165 \text{ MPa}$ (BAEL91, Art A. 4.5.34)

Avec : f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction. :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} \eta = 1,6 & \text{pour les aciers H.A dont } \emptyset > 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 & \text{pour les aciers H.A dont } \emptyset < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.00 & \text{pour les aciers R.L} \end{cases}$$

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance f_e E 400, de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Les aciers ronds lisses, de nuance f_e E 235, de limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.
- Treillis soudé à haute adhérence (\emptyset 4, 5mm), de limite d'élasticité, $f_e = 520$ Mpa.

c. Diagramme contrainte - déformation de l'acier :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture. Le diagramme contraintes - déformations à l'allure suivante :

σ_{st} [MPa]

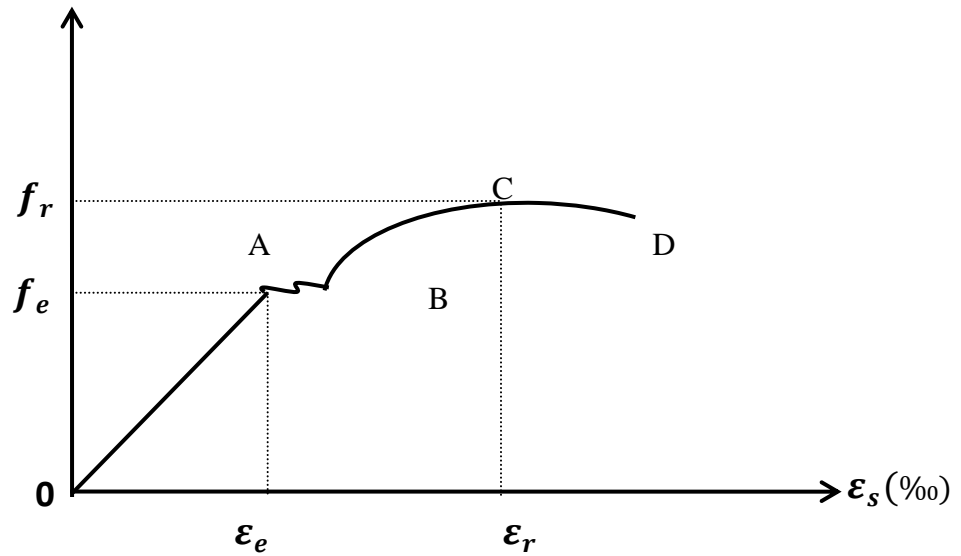


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

ϵ_e : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

Le diagramme ci-contre met en exergue les parties :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

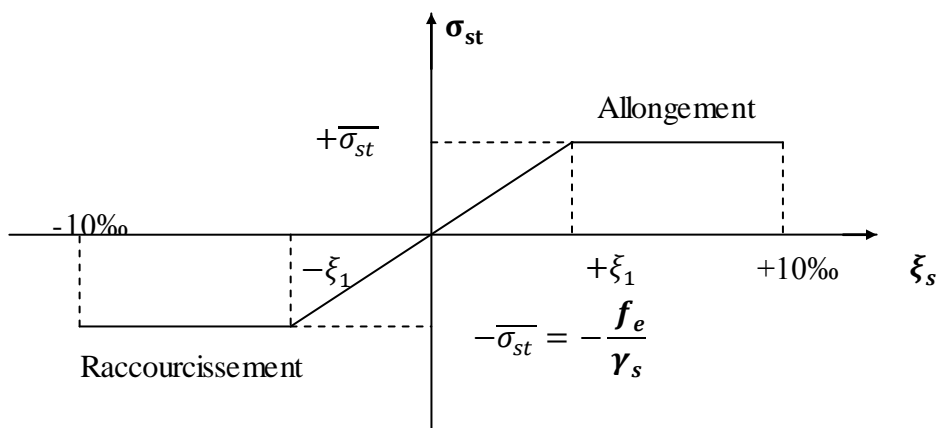


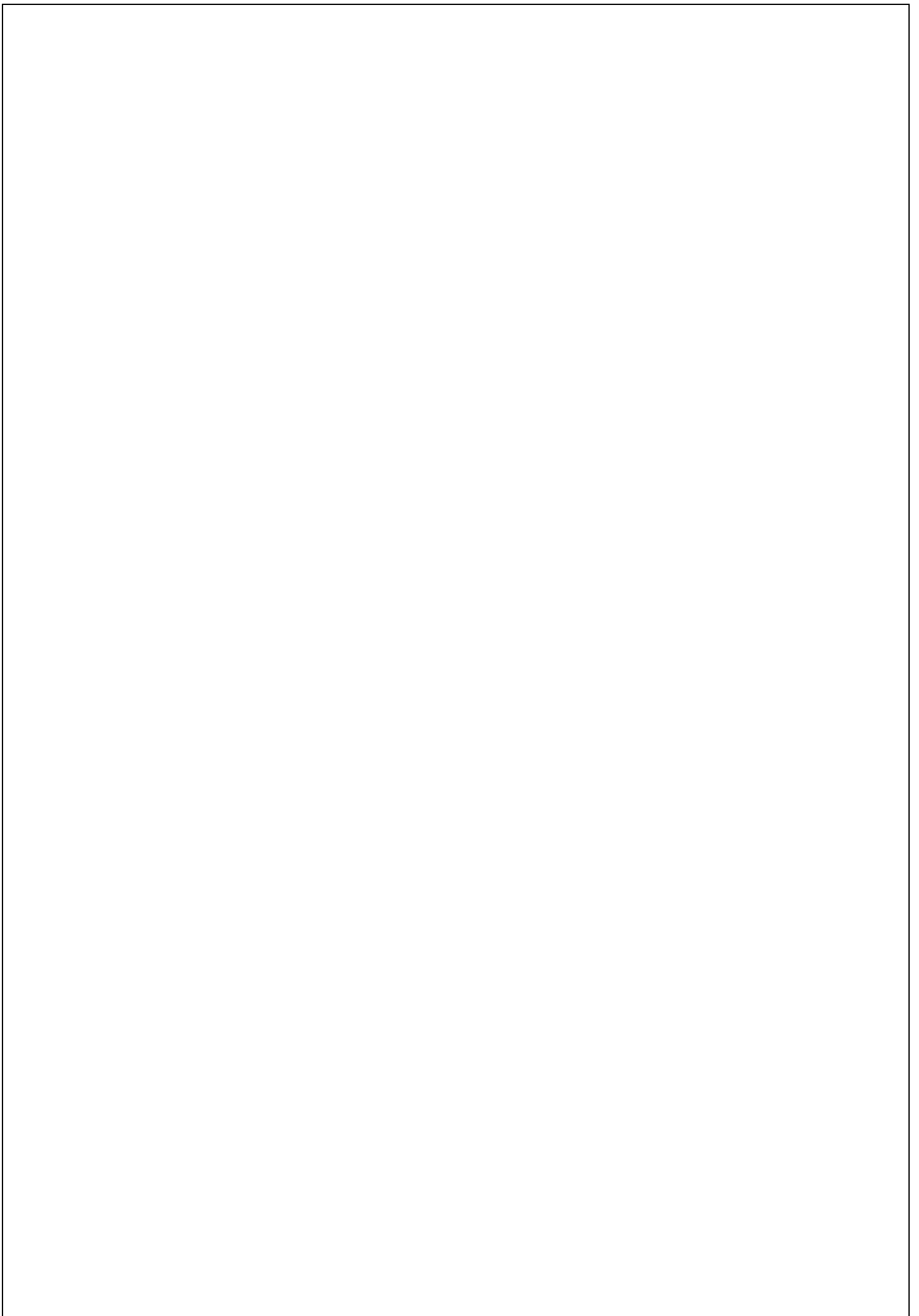
Figure I.5. Diagramme contraintes-déformation de l'acier à (E.L.U)

d. Protection des armatures :

(BAEL91.Art A.7.1)

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

- $C \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $C \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $C \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...)



CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments et descente de charges

CALCUL DES ELEMENTS

III.1. ACROTÈRE

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encasté au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère sera assimilée à une console, encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort «G» dû à son poids propre et à une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement «M» dans la section de l'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

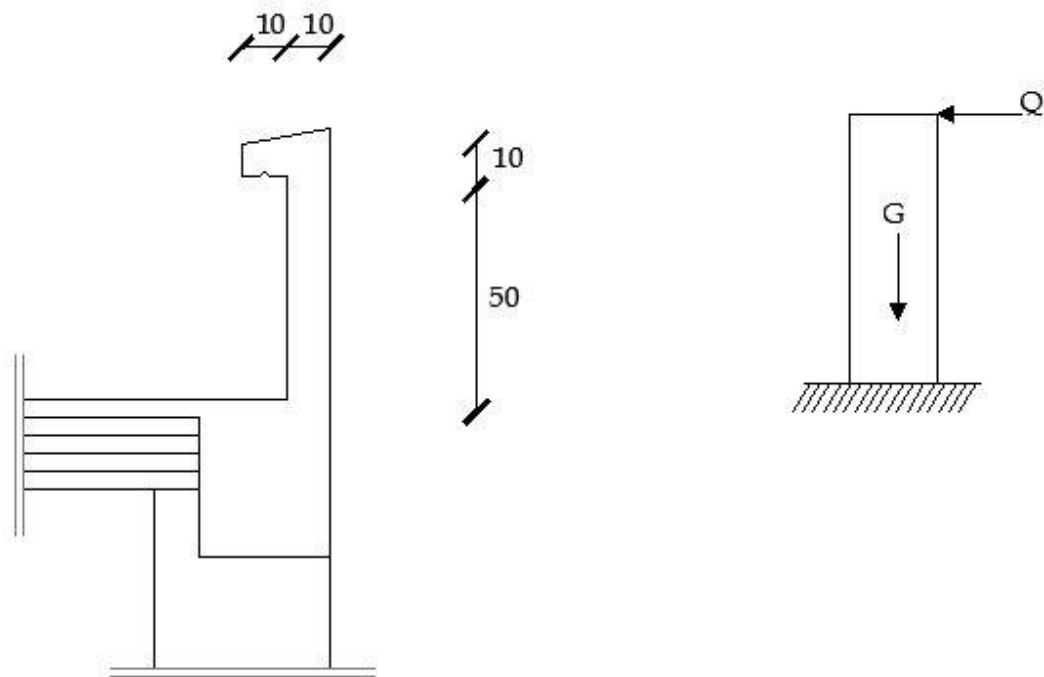


Figure .III.1.2. Schéma statique de l'acrotère

Figure .III.1.1. Coupe transversale de l'acrotère

III.1.2. Sollicitations :

- Poids propre G :

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.50 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.675 \text{ KN.}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :

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

- Effort normal dû au poids propre :

$$N_G = G \times 1m = 1.675 \text{ KN}$$

- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$

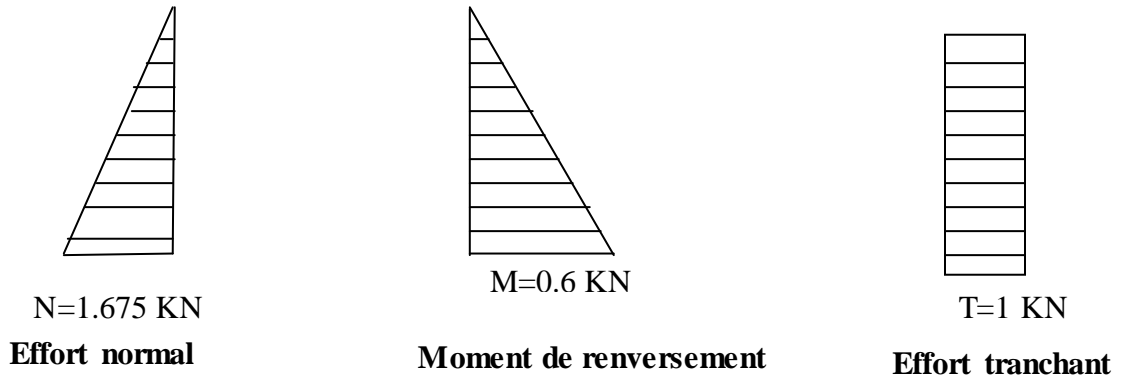


Fig.III.1.3. Diagrammes des efforts internes.

III.1.3. Combinaisons de charges : (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2)

A l'ELU :

- Effort normal: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

III.1.4. Ferrailage :

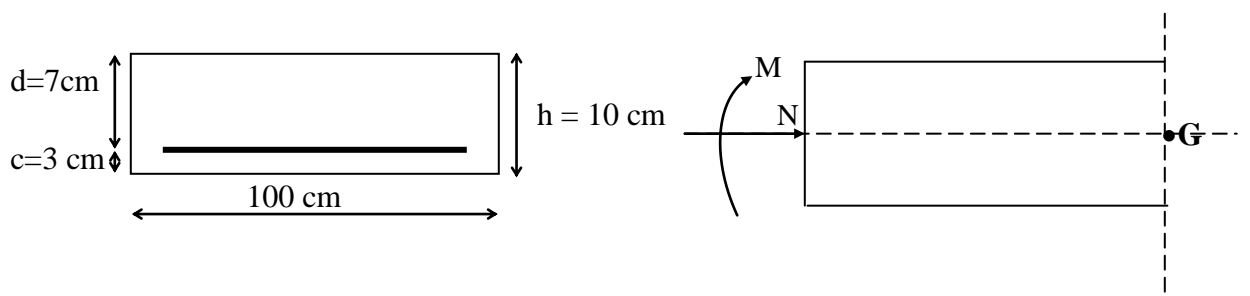
Le ferrailage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donnée par mètre de largeur.

- rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :
 - Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul.
 - Soit un effort normal "N" excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.
- Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Remarque :

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



C_p : Centre de poussée

e_u : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues (inférieurs).

h : épaisseur de la section = 10cm.

b : largeur de la section = 100cm.

c et c' : enrobage = 3cm.

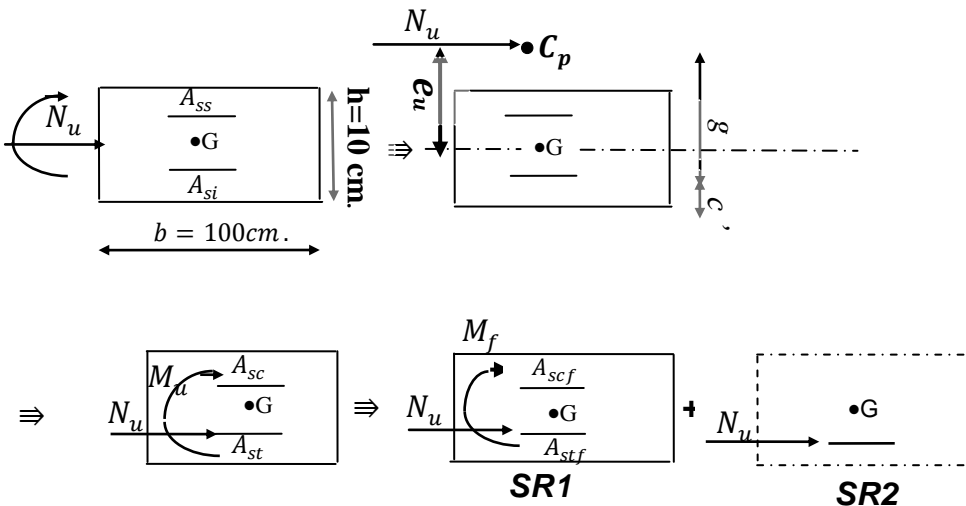
d : la hauteur utile = $h-c=7$ cm.

a) Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398\text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.3981 + \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.4181 = 41.81\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{ cm.}$$



$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

Armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Armatures principales :

Section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_{fu} = N_u a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8\text{ cm.}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.944\text{ KN m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ SSA; donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.944 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4.2.1/BAEL 91):

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.82 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.82 - 0.445 \times 7}{35.82 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min}).

$$A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (Art. 4.5.3. BAEL 91 révisé 99).

$$\text{Soit : } St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\}$$

On a : $20 \text{ cm} \leq \min \{20 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement** :(Art A.5.2.1 / BAEL 91) :

La fissuration étant préjudiciable, donc $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad Vu = 1.5 \times Q \quad \text{avec : } Vu : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence : Le béton armé est un matériau composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (Art.6.2.3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence}).$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.24 \text{MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Espacement des barres** :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

• **Ancrages des barres verticales** :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa.}$$

b) Calcul à L'E.L.S :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}; \quad N_s = 1.675 \text{ KN.}; \quad e_s = 35.8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm.} \quad e_s = 35.8 > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Section des armatures fictives :

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.675 \times (35.8 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.00905 \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \Rightarrow K_1 = 20.21 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/20.21 = 0.049$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{avec: } \eta = 1.6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.858 \times 7 \times 201.63} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.52 - \frac{1.675 \times 10}{201.63} = 0.436 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

Vérifications :

▪ **Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91) :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.049 \times 201.63 = 9.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91) :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0.60 \times 10^2 \times 10}{2.01 \times 0.858 \times 7} = 49.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées, le ferrailage sera calculé à L'E.L.U et vérifié à L'E.L.S.

III.1.5. Ferrailage adopté :

Armatures principales :

M_f (KN.m)	μ_b	β	A_f (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{min}	$A_{adoptés}$	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
0,944	0,013	0,9935	0,39	0,32	0,80	4HA8	2,01	25

Armatures de répartition :

A_r calculé (cm ²)	A_r adoptés	Section adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
0,502	4HA8	2.01	15

III .1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

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

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas.

$A = 0.15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément.

$$w_p = 1.675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

\Rightarrow L'acrotère ne sera pas calculée au séisme.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment

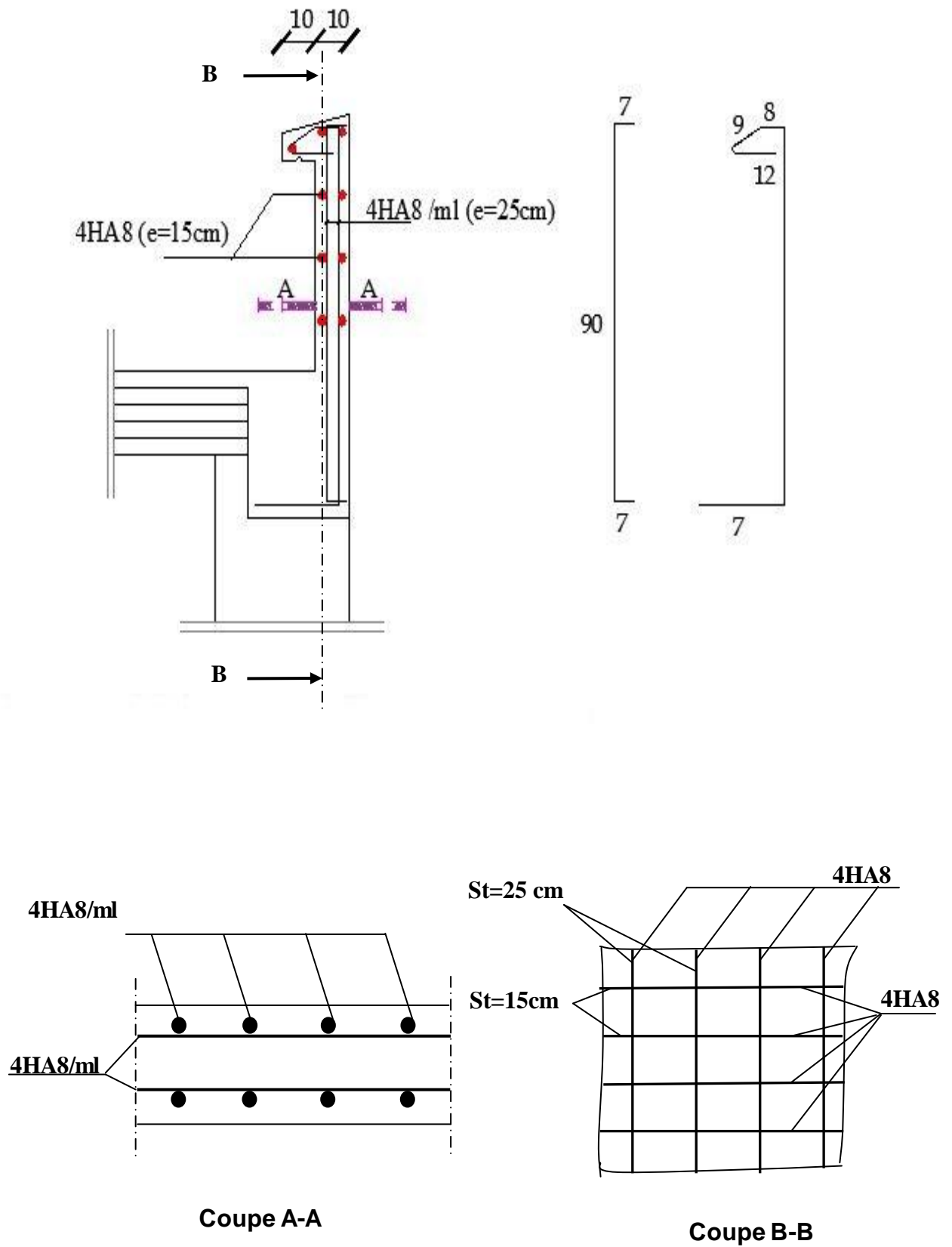


Fig. III.1.4. Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III.2 .Balcons :

III. 2.1.Calcul des balcons :

Le bâtiment est doté d'un seul type de balcon réalisé en dalle pleine. Il est considéré comme une console en béton armé encastree à son extrémité (poutre de rive), ces dimensions sont :

- Largeur = 1,40 m
 - Longueur = 3,10 m
 - Un garde de corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en brique pleine de 10,00cm d'épaisseur.
- Le ferrailage portera sur une bande de 1 m de largeur et ce en flexion composée.

III.2.2. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon (dalle pleine) est déterminée comme suit

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{ cm}$$

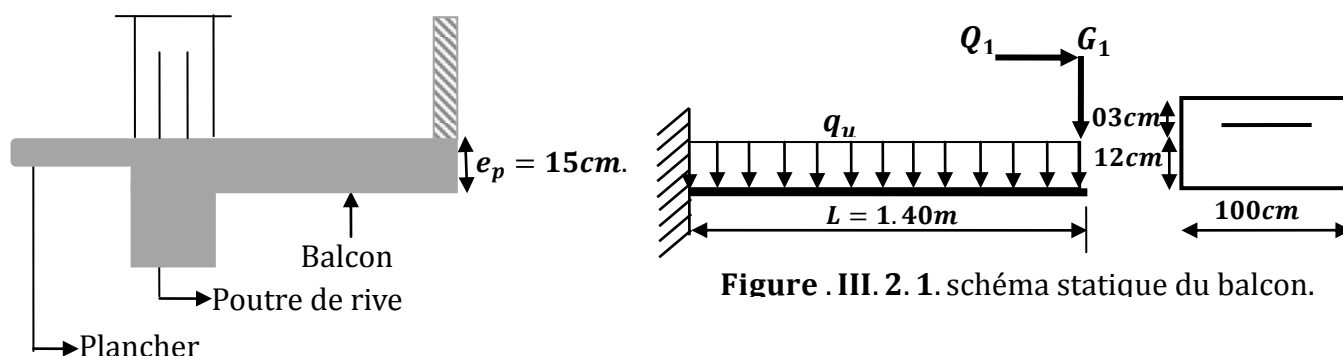


Figure . III. 2. 1. schéma statique du balcon.

Figure. III. 2. 2. Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

III.2.3 Détermination des charges et surcharges :

III.2.3.1. Les charges permanentes :

Tableau III.1. Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20.00	0.02	0.40
Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
Couche de sable	22.00	0.02	0.44
Enduit de mortier de ciment	18.00	0.02	0.36
La dalle pleine	25.00	0.15	3.75
Poids total :			G₁=5.35

- Charge concentré (garde corps) :

Tableau III.2 .Les charges concentrées revenant au balcon.

Charge permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en brique creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total :			G₂= 1,62

III.2.3.2.Surcharge d’exploitation :

- La surcharge d’exploitation des balcons donnée par le CBA est :

Dalle pleine : $Q_1 = 3.5 \text{ KN / m}^2$ (uniformément répartie)

Garde corps : $Q_2 = 1 \text{ KN / m}^2$

III.2.4.combinaison des charges :

♦ A L’E LU : **1.35G+1.5 Q**

$$q_u = (1.35G_1 + 1.5Q_1)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN / m}$$

$$G_u = 1.35G_2m = 1.35 \times 1,62 = 2.19 \text{ KN / m}$$

Pour un tronçon de 1 ml

$$Q_u = 1,5 Q_2 \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN/}$$

Pour un tronçon de 1 ml

III.2.5. Le ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



1. Moments fléchissant et efforts tranchants :

- Efforts tranchants :

$$V_u = G_u + q_u \times L = 2,19 + 12,47 \times 1,40 = 19,65 \text{ KN.}$$

- Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + G_u \times L + Q_u \cdot H$$

$$M_u = \frac{12,47 \times 1,40^2}{2} + 2,19 \times 1,40 + 1,5 \times 1 = 16,78 \text{ KN.m}$$

• Effort normal :

$$N_u = Q_u = 1,5 \text{ KN.}$$

2. Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,78}{1,5} = 11,18 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve en dehors de la section limitée par les armatures.

L'effort normal N est un effort de traction d'où la section est partiellement comprimée (S.P.C)
Le balcon sera étudié en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right).$$

$$M_f = 1,5 \left(11,18 + \frac{0,15}{2} - 0,03 \right) = 16,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,83 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,082 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{16,83 \cdot 10^3}{0,957 \times 12 \times 348} = 4,21 \text{ cm}^2$$

◆ **Calcul en flexion composée :**

- **Armatures principales :**

$$A_s = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 4,21 + \frac{1,5}{348 \times 10^{-1}} = 4,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,25 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

- **L'espacement:**

$$S_t \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \} ; h = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

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

Soit 5HA8 = 2.51 cm². Avec un espacement de 20 cm.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

	Armatures principale	Armatures de répartition
Section trouvée (cm ²)	4,25	1,41
Armature adopté	5HA12	5HA8
Section adoptée (cm ²)	5,65	2,51
Espacement (cm)	20	20

III.2.6.Vérification à L'E LU :

► Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► Espacement des barres :

-Armatures principales :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$e < \min \{ 3 h ; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 3 \times 15 ; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

-Armatures de répartitions :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$e < \min \{ 4 h ; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 4 \times 15 ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifié}$$

► Vérification de l'effort tranchant : [BAEL 91 /ART A.5.1.21]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.65 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,163 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

► **Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2.V_u^{\max}}{a.b} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d = 0,9 \times 12 = 10,80 \text{ cm}$.

$$0,267.a.b.f_{c28} = 0,267 \times 10,80 \times 10^{-2} \times 1 \times 25 \times 10^3 = 720,9 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 19,65 \text{ KN} < 720,9 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [BAEL 91/ART A.6.1.3]**

Quand toutes les barres sont de même diamètre, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la

$$\text{formule devient : } \tau_{se} = \frac{V_u}{b.d.\sum u_i}$$

$\sum u_i$: Désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{19,64 \times 10}{0,9 \times 12 \times 18,84} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \quad \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► **Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1,23]**

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} .$$

$$\tau_{su} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \Rightarrow l_s = 42,40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } l_s = 80 \text{ cm.}$$

Les armatures comportent des crochets :

$$l = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 80 = 32 \text{ cm.}$$

III.2.7. Vérification à L'ELS :

◆ **Combinaisons de charges :**

A L'ELS : G+Q

$$\text{Dalle pleine : } q_s = (G_1 + Q_1)1m = (5,35 + 3,5) \times 1 = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } G_s = G_2 \times 1m = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN} \quad \text{pour un trançon de 1 ml}$$

$$Q_s = 1 \text{ KN} \quad \text{pour un trançon de 1 ml}$$

► Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL 91 /ART A.4.5.2]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} = k \cdot y$$

◆ La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot y_1^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y_1)$$

$$\frac{b}{2} y_1^2 + 15 \times A_s \times y_1 - 15 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow y_1 = 3.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + n \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3.74^3 + 15 \times 5.65 \times (12 - 3.74)^2 = 7526.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y_1$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + Q_s \times H + G_s \times L = \frac{8.85 \times 1.40^2}{2} + 1 \times 1 + 1.62 \times 1.40 = 11.94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.94 \times 10^3}{7526.07} \times 3.74 = 5.93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les H . A}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les H . A}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{En travée : } A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47$$

$$\rho = 0,47 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$k_1 = 33,08$$

$$\sigma_s = \frac{11.94 \cdot 10^3}{5.65 \times 0,896 \times 12} = 196.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5, 2]

Puisque les conditions ci- après sont vérifiées, alors il est inutile de calculer la flèche :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ La condition est vérifiée
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_s} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,125 \geq \frac{11,94}{10 \times 11,94} = 0,1 \Rightarrow$ La condition est vérifiée
- c) $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{34,8} = 0,120 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

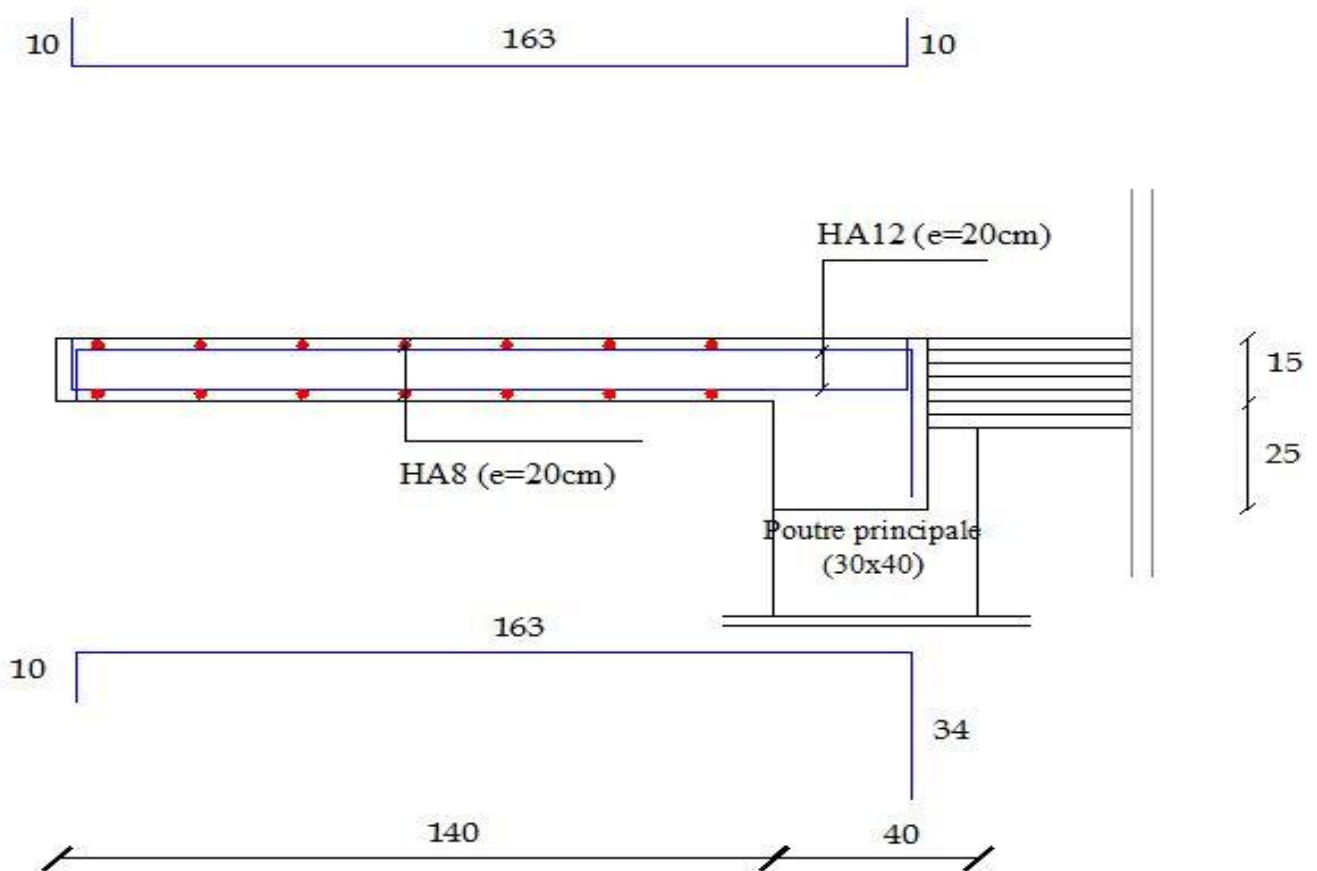


Figure III.2.3.Ferrailage du balcon.

III.3. Porte à faux

III.3.1. Dimensionnement de porte à faux :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

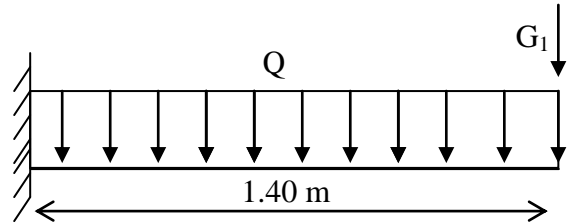


Fig. III.3.1. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III.3.2. Dimensionnement du porté à faux

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 20 \text{ cm}$$

III.3.3. Charge et surcharge du porte à faux

Les charges permanentes

Charges revenant à la dalle pleine (porte à faux) :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Couche de sable	0.02	22.00	0.44
4	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
5	La dalle pleine	0.2	25.00	5.00
G Total				6.44

$$G = 6,44 \text{ KN/m}^2$$

Les surcharges d'exploitation

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'étage courant)}$$

La charge concentrée revenant aux murs extérieurs : $G_1 = 2.36 \text{ (KN / m}^2\text{)}$

$$G_1 = 2.36 \times (3.06 - 0.20) = 6.75 \text{ KN / m}$$

III.3.4.Calcul à L'ELU

Combinaisons de charge **1.35G+1.5Q**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) 1m = 1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5 = 12,44 \text{ KN / m}$$

$$q_{u1} = (1,35 G_1) 1m = 1,35 \times 6,75 = 9,112 \text{ KN}$$

Moments fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = - \left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L \right) = - \left(\frac{12,44 \times 1,40^2}{2} + 9,112 \times 1,40 \right) = -24,95 \text{ KN m}$$

Remarque :

Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 12,44 \times 1,4 + 9,112 = 26,53 \text{ KN}$$

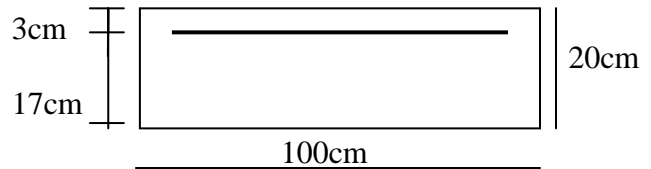
Ferraillage

Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24,95 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,9685$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,95 \times 10^3}{0,9685 \times 17 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$



On adopte **6HA12 = 6,78cm²** Avec : **St = 16cm**

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA8 = 2,51 cm²** Avec : **S_t = 20 cm**

Vérifications

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

A_{min} = 2,05 cm² < A_{adoptée} = 6,78 cm² Condition vérifiée.

Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 6 \times 1.2 = 22,60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,53 \times 10}{0.9 \times 17 \times 22,60} = 0,767 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement

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

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{26,53 \times 10}{100 \times 17} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'écartement des barres

Armatures principales : $S_t = 16 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires: $S_t = 20\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

III.3.5. Calcul à L'ELS**Combinaison de charge G+Q**

$$q_s = (G + Q)1\text{m} = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1\text{m} = 6.75 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} - q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.94 \times 1.40^2}{2} + 6.75 \times 1.40 \right) = 18.21 \text{ KN m}$$

Ferraillage

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.21 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.044 \Rightarrow 0.763$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.21 \times 10^3}{0.763 \times 17 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

Vérification :**Vérification des contraintes dans le béton**

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

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

-La nuance des aciers est FeE400.

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

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

$$\gamma = \frac{24.95}{18.21} = 1.37$$

$$\mu_u = 0.061 \Rightarrow \alpha = 0.0787 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Longueur de scellement droit

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_u} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{2 \times 2.84} = 845.07 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad L_s = 85 \text{ cm.}$$

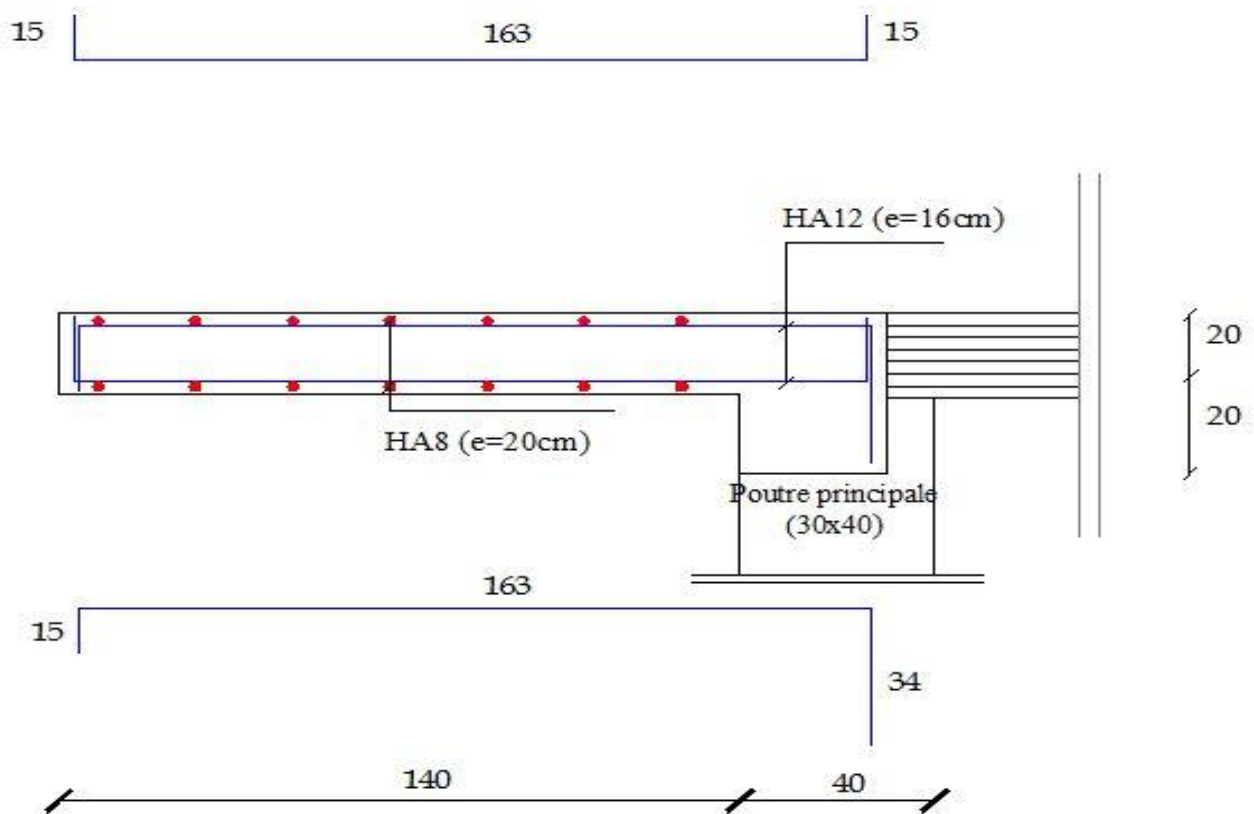


Figure III.3.2.Ferrailage du port à faux.

III.4. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place. Notre structure comporte un escalier droit composé de :

- 3 volées au niveau pour les deux Entres-sols.
- 3 volées au niveau pour le RDC.
- 2 volées au niveau pour l'étage courant.

Il est constitué de paillasse, palier de repos.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

III.4.1. Terminologie :

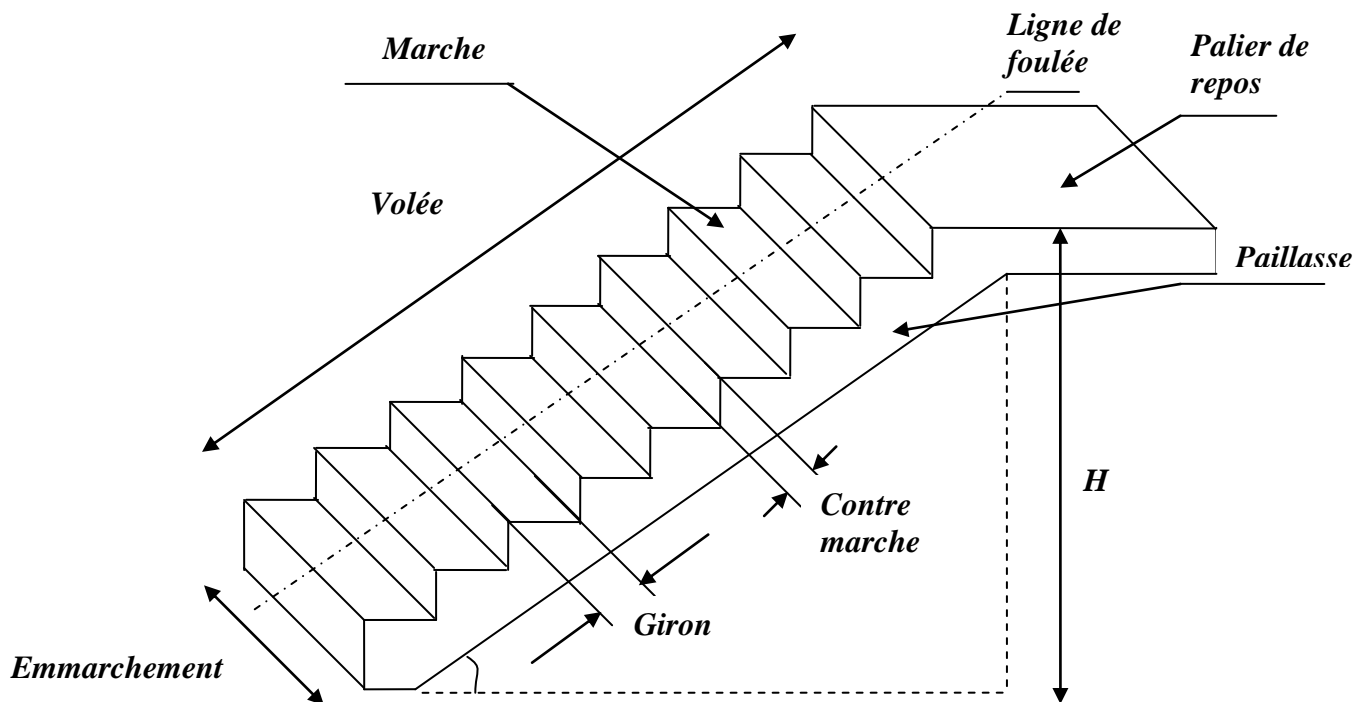


Fig. III.4.1. Principaux termes relatifs à un escalier

III.4.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

a. Présentation schématique :

- g : Largeur de la marche.
 - h : Hauteur de la contre marche.
 - e : épaisseur de la paillasse et de palier.
 - H : hauteur de la volée.
 - l : portée de la volée.
 - l_2 : largeur du palier
 - l_1 : longueur de la volée projetée.
 - L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier
- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
 - **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
 - **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
 - **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
 - **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
 - **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
 - **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
- g : nombre de contre marches.
 n : nombre de marches

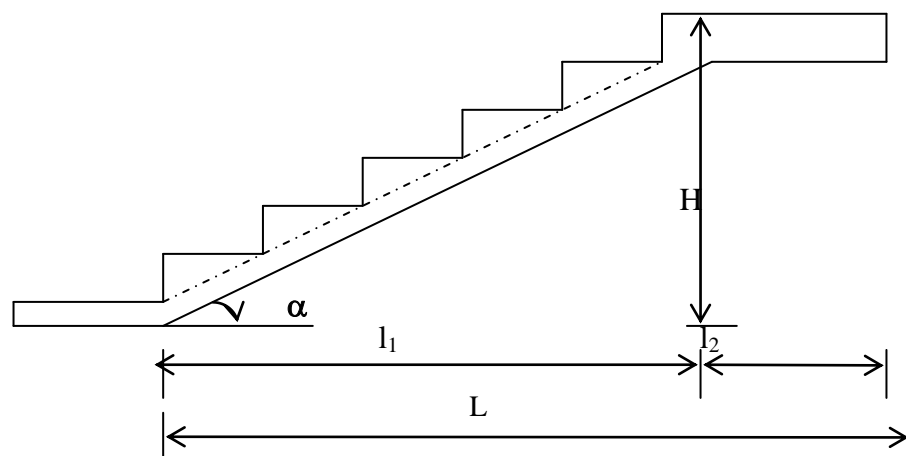


Fig .III.4.2.Coupe verticale de l'escalier

Nous avons :

- Hauteur de l'entre-sol $H=3.40$ m.
- Hauteur de RDC $H=4.08$ m.
- Hauteur de l'étage courant $H=3.06$ m.

On prend Hauteur de marche : $h = 17$ cm.

Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 09$$

On prend :

- $n = 09$ contres marches pour chaque volée (l'étage courant et les 2 sous-sols).
- $n = 02$ pour la volée intermédiaire pour les 2 entres-sols.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

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

Pour $h = 17$ cm, on aura : $60 \text{ cm} \leq g + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $g = 30$ cm.

b. Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$g + 2 h = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

On va choisir :

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

Pour les deux sous-sols et l'étage courant.

Et on choisit :

$$g = 27 \text{ cm}$$

$$h = 18.5 \text{ cm}$$

Pour le RDC.

On prend : $n = 10$ contres marches pour chaque volée.

$n = 02$ pour la volée intermédiaire.

III.4.2.1. Nombre de contre marches total :

- Entre-Sol : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$ contre marches.
- RDC : $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{18.5} = 22$ contre marches.
- Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches.

III.4.2.2. Nombre de marches total :

- Entre-Sol: $m = n-1 = 20-1 = 19$ marches.
- RDC : $m = n-1 = 22-1=21$ marches.
- Étage courant : $m = n-1 = 18-1=17$ marches.

III.4.2.3.Emmarchement:

- Entre-Sol : $E = 1.20$ m.
- RDC: $E = 1.30$ m.
- Étage courant: $E = 1.30$ m.

III.4.2.4.Etude de la volée de L' Entre-Sol :

Notre Entre-Sol comporte trois volées, deux identiques avec $n=9$,et la troisième (volée intermédiaire) avec $n=2$.donc le calcul se fera pour une seule volée.

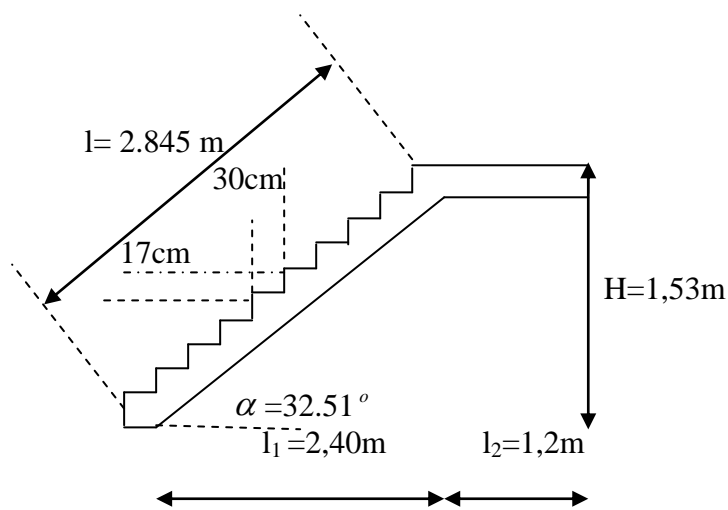


Fig.III.4.3.Coupe verticale de la volée de L' Entre-Sol .

III.4.2.5.Nombre de contre marches :

$n = 09$ contre marches.

III.4.2.6.Nombre de marches :

$m = n-1 = 09-1 =08$ marches.

III.4.2.7. Dimensionnement de la paillasse:

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$l_1 = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32.51$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.51} = 284.59 \text{ cm}$$

$$L = l_1 + l_2 = 284.59 + 120 = 404.59 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{404.59}{30} \leq ep \leq \frac{404.59}{20} \Rightarrow 13.48\text{cm} \leq ep \leq 20.22\text{cm.}$$

On prend : $ep = 18 \text{ cm.}$

• **Le palier :**

On prend la même épaisseur que la paillasse, donc le palier $e_{\text{palier}} = 18 \text{ cm.}$

III.4.3.Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.3.1.Charges permanentes :

• **Palier :**

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.02	22.00	0.44
Dalle en béton armé (palier)	0.18	25.00	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{tot} = 5,94 KN/m²			
Q_{palier} = 2.50 KN/m²			

Tableau III.1.Charges et surcharges revenant au palier.

• Volée :

Éléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 32.51^\circ$	5.34
Poids propre des marches	$25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.125
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Couche de sable	$22 \times 0.02 \times 1.00$	0.44
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		G paillasse=9.105
		Q paillasse=2.50

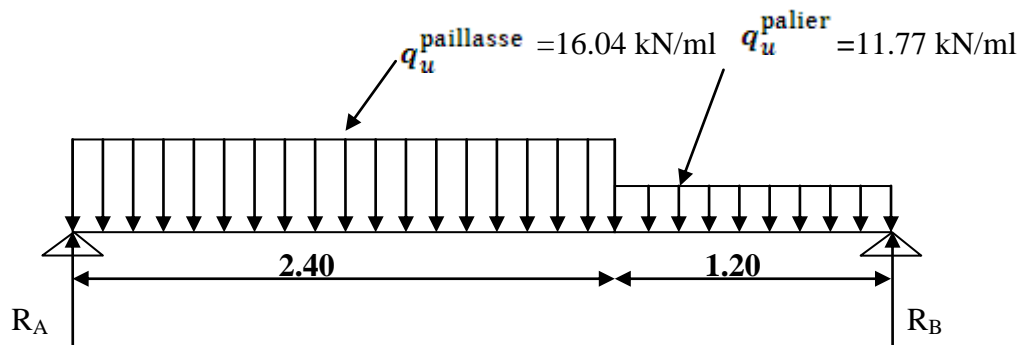
Tableau III.2.Charges et surcharges revenant à la volée.

III.4.3.2 combinaison des charges :

➤ A L'ELU :

-paillasse : $qu_1 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 m = (1,35 \times 9,105 + 1,5 \times 2,5) \times 1 m = 16,04 \text{ KN/m}$

- Palier : $qu_2 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 m = (1,35 \times 5,94 + 1,5 \times 2,5) \times 1 m = 11,77 \text{ KN/m}$



III.4.4.Calcul à l'E.L.U :

III.4.4.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

- $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16,04 \times 2,40 + 11,77 \times 1,2 = 52,62 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,60 = 16,04 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 11,77 \times 1,20 \times \left(2,40 + \frac{1,20}{2}\right)$

Donc: $R_A = 28,02 \text{ KN}$
 $R_B = 24,60 \text{ KN}$

• Moments fléchissant et efforts tranchants :

• 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40$:

Efforts tranchants :

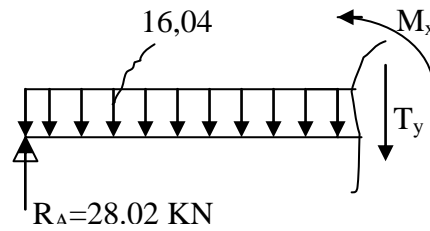
$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot X$

$T(x=0) \Rightarrow R_A = 28,02 \text{ KN}$

$T(x=2,4) = 28,02 - 16,04 \times 2,4 = 28,02 - 38,50 = -10,48 \text{ KN}$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{28,02}{16,04} = 1,75 \text{ m}$

$X = 1,75 \text{ m}$



Moments fléchissant :

$M(x) = R_A X - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 28,02 \times x - \frac{16,04}{2} x^2$

$M(x) = 28,02x - 8,02 x^2$

$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2,4 & , & M(x=2,4) = 21,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_{\max} = M(x=1,75) = 28,02 \times 1,75 - 8,02(1,75)^2 = 24,48 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 24,48 \text{ KN.m}$

2^{ieme} tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,60$.

$T(x) = R_A - q_{u1} (2,4) - q_{u2} (x - 2,4)$

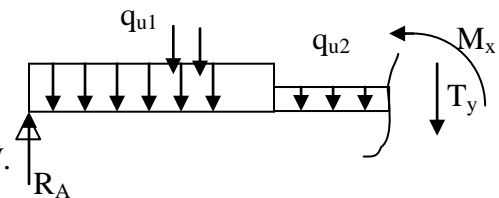
$T(x=2,4) = 28,02 - 16,04 \times 2,4 = -10,48 \text{ KN}$

$T(x=3,60) = 28,02 - 16,04 \times 2,4 - 11,77(3,60 - 2,4) = -14,63 \text{ KN}$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 2,4 - q_{u2} x + 2,4 q_{u2} = 0$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u1} \times 2,4 + 2,4 q_{u2}) / q_{u2} = 0$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,50$



Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u2} 2(x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,4 \times (x - 1,20) - q_{u2} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 28,02 \times x - q_{u1} \times 2,4(x - 1,20) - 11,77 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 28,02 \times 2,40 - 2,4 \times 16,04(2,40 - 1,20) - 11,77 \left((2,40 - 2,4) \frac{(2,40 - 2,4)}{2} \right) = 21.05 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,40) = 21.05 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 28.02 \times 3,60 - 2,4 \times 16,04(3,60 - 1,20) - 11,77 \left((3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0. \text{KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 24.48 = -7.35 \text{ KN.m}$$

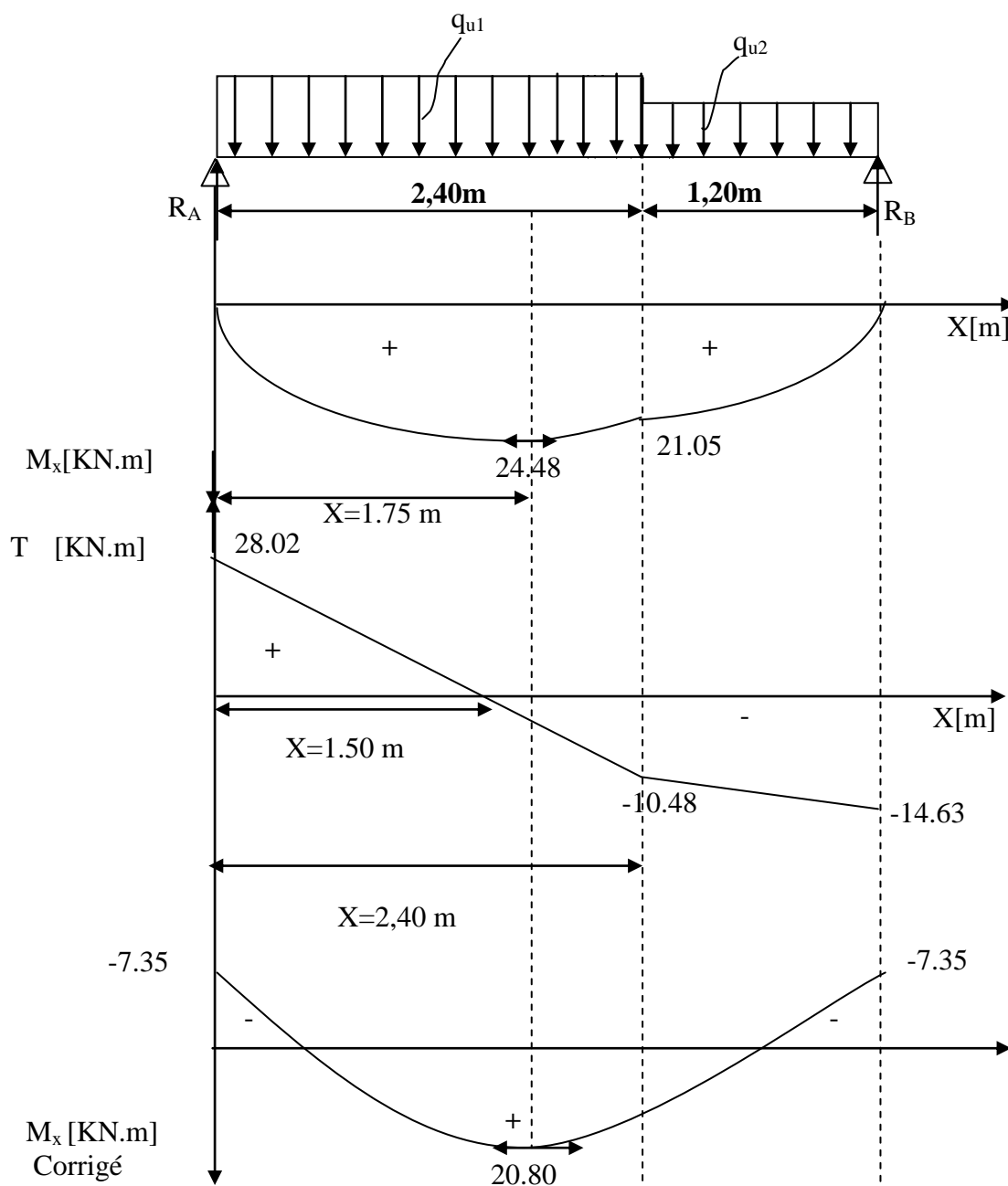
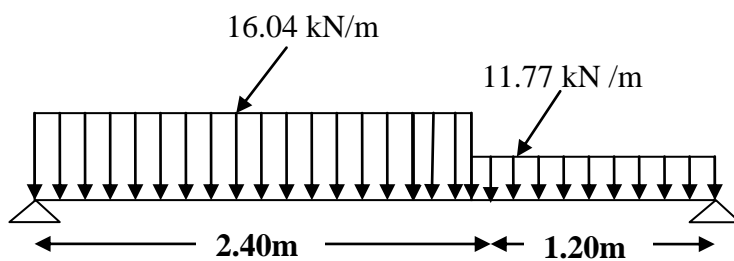
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 24.48 = 20.80 \text{ KN.m}$$

III.4.4.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	(-0.3) x 24.48	-7.35
Moment en travée [M_t]	(0.85) x 24.48	20.80



FERRAILLAGE:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 15 \text{ cm}$. $h = 18 \text{ cm}$

1. Armatures longitudinales :

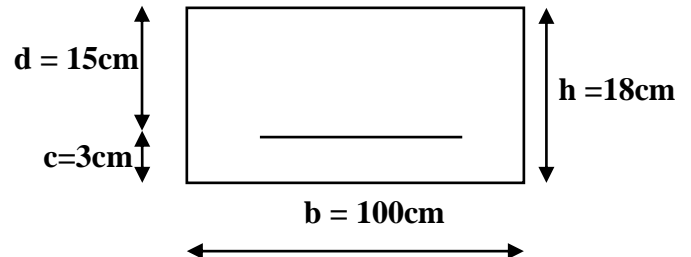
Aux appuis :

$$M_U^a = 10.08 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.35 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$



\Rightarrow La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.9885$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7.35 \times 10^3}{0.9885 \times 15 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 1.42 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

En travée :

$$M_u^t = 20.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.80 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\mu_b = 0.065 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.9665$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{20.80 \cdot 10^3}{0.9665 \times 15 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4.12 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 5 \text{ HA } 14 = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

2.Armatures de répartition :

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}. \quad \text{Avec } S_t = 25\text{cm}.$$

En travée :

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

Soit **4HA10=3.14 cm²**. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

Zone	M _u (KN .m)	μ _b	β	A _{Scalculée} (cm ²)	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Appuis	7,35	0,023	0,9885	1,42	5HA10	3,92	20
Travée	20,80	0,065	0,9665	4,12	5HA14	7,69	20

Armatures de répartition :

Zone	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Appuis	4HA8	2.01	25
Travée	4HA10	3.14	25

III.4.4.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{appuis}} = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{travée}} = 7,69 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{28.02 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,19 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{\min} = \min \{0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{\min} = \min \{3,26 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,26 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < 3,26 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

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

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

$$T_u \max \leq 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V}_U = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times \frac{1}{1,15} = 1173,91 \text{ KN}.$$

$$T_u = 28,02 \text{ KN} < T_u \max = 1173,91 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les aciers :

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(32,83 \times 10^3 - \frac{10,08 \times 10^6}{0,9 \cdot 150} \right) = -120,28$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

► **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [BAEL 91/ART A.6.1, 3]**

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

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

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 22,00 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{28,02 \cdot 10^3}{0,9 \times 150 \times 220,0} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$0,95 < 3,15 \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► **Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]**

La longueur de scellement droit est t : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\overline{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

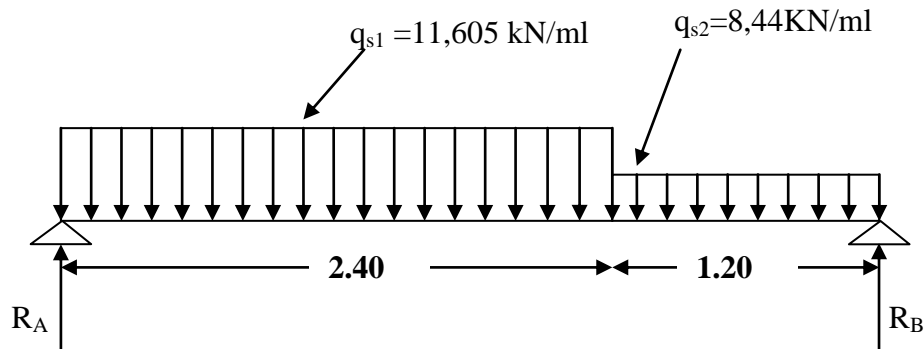
$$\emptyset = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,30 \text{ cm}.$$

$$\emptyset = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm}.$$

III.4.5.Calcul à l'E.L.S :

-paillasse : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9,105 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,605 \text{ KN/m}$

- Palier : $q_{s2} = G + Q \times 1 \text{ m} = (5,94 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,44 \text{ KN/m}$



III.4.5.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

• $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,605 \times 2,40 + 8,44 \times 1,2 = 38,00 \text{ KN}$

• $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,60 = 11,605 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 8,44 \times 1,20 \times \left(2,40 + \frac{1,20}{2}\right)$

Donc: $R_A = 20,28 \text{ KN}$

$R_B = 17,72 \text{ KN}$

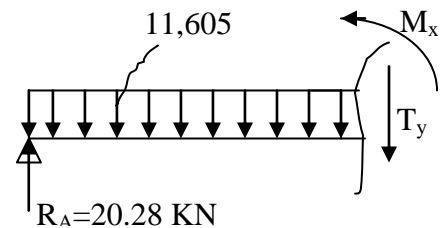
• Moments fléchissant et efforts tranchants :

• 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40$:

Efforts tranchants :

$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$

$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 20,28 \text{ KN}$



$T(x=2,7) = 20,28 - 11,605 \times 2,4 = 20,28 - 27,85 = -7,57 \text{ KN}$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{20,28}{11,605} = 1,75 \text{ m}$

$X = 1,75 \text{ m}$

Moments fléchissant :

$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot \frac{x^2}{2} = 20,28 \cdot x - \frac{11,605}{2} \cdot x^2$

$M(x) = 20,28x - 5,80 x^2$

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2,4 & , & M(x=2,4) = 15.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,75) = 20.28 \times 1,75 - 5,80(1,75)^2 = 17.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17.73 \text{ KN.m.}$$

2^{ieme} tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,60$.

$$T(x) = R_A - q_{s1}(2,4) - q_{s2}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 20.28 - 11,605 \times 2,4 = -7.57 \text{ KN.}$$

$$T(x=3,60) = 20.28 - 11,605 \times 2,4 - 8,44(3,60 - 2,4) = -17.70 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \times 2,4 - q_{s2}x + 2,4q_{s2} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{s1} \times 2,4 + 2,4q_{s2}) / q_{s2} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,50$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s2} 2(x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 2,4 \times (x - 1,20) - q_{s2} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 20.28x - q_{s1} \times 2,4(x - 1,20) - 8,44 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 20.28 \times 2,40 - 2,4 \times 11,605(2,40 - 1,20) - 8,44 \left((2,40 - 2,4) \frac{(2,40 - 2,4)}{2} \right) = 15.27 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,40) = 15.27 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 20.28 \times 3,60 - 2,4 \times 11,605(3,60 - 1,20) - 8,44 \left((3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

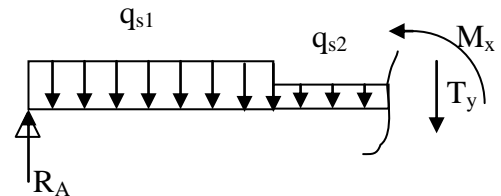
$$M_{S \text{ app}} = (0,3) M_{\max} = (-0,3) \times 17.73 = -5,32 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

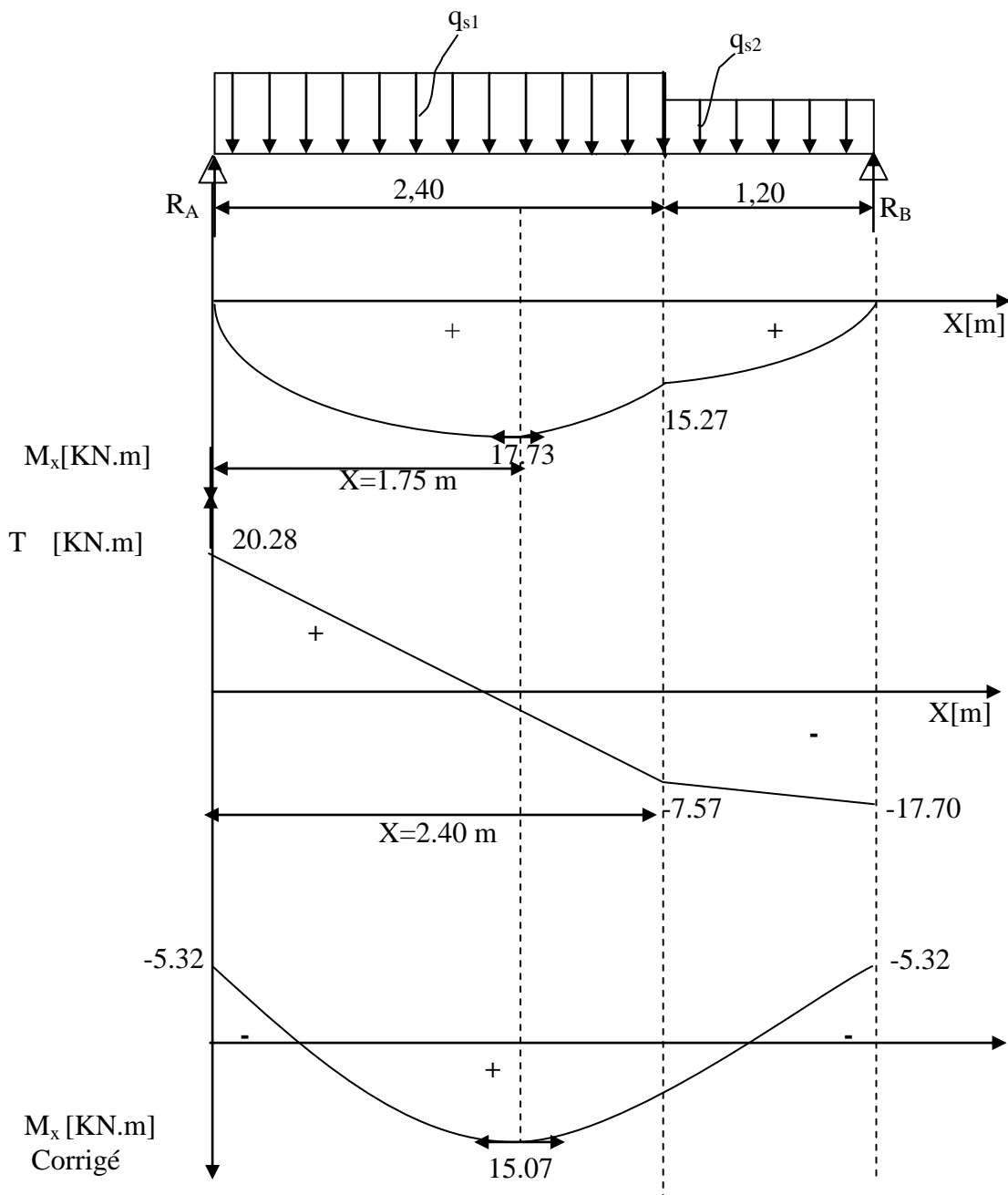
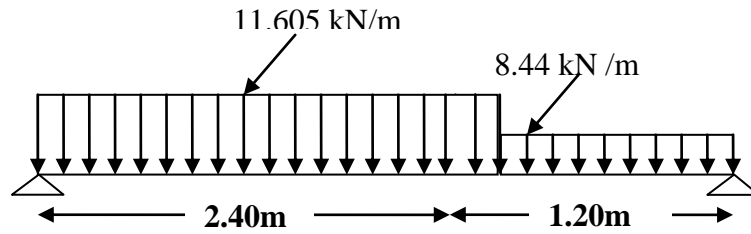
$$M_{S \text{ t}} = (0,85) M_{\max} = (0,85) \times 17.73 = 15.07 \text{ KN.m}$$

III.4.5.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.



	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 17.73$	-5.32
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 17.73$	15.07



III.4.5.3. Vérification à l'E.L.S :

► Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M_{sa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,32}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0166$$

$$\mu_{ua} = 0,0166 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0196 \longrightarrow \beta_1 = 0,822$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5,32 \cdot 10^2}{0,822 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,07}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0472$$

$$\mu_{1t} = 0,0472 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0472 \longrightarrow \beta = 0,759$$

$$A_{st} = \frac{15,07 \cdot 10^2}{0,759 \cdot 15 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s$$

En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 15} = 0,513$$

$$\rho = 0,513 \Rightarrow \beta = 0,892 ; k_1 = 31,30 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0320$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,07 \cdot 10^3}{76,9 \times 0,892 \times 150} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0320 \times 1,46 = 0,046 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis: $A_{app} = 3,92 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,260$$

$$\rho = 0,260. \Rightarrow \beta = 0,919 ; k_1 = 46.73 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M^a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,32 \cdot 10^3}{39,2 \times 0,919 \times 150} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,021 \times 0,98 = 0,0205 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{En travée : } A_t = 7,69 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 15} = 0,513$$

$$\rho = 0,513. \Rightarrow \beta = 0,892 ; k_1 = 31.30 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0320$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,07 \cdot 10^3}{76,9 \times 0,892 \times 150} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

$$h = 18 \text{ cm} ; \quad L = 360 \text{ cm} ; \quad A_{utr} = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 15.07 \text{ KN m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.605 \times 3.60^2}{8} = 18.80 \text{ KNm}$$

$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 11.605 \text{ KN/m.}$$

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{18}{360} = 0.050 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = 0.050 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.07}{10 \times 18.80} = 0.080 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \quad \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.00513 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{(BAEL 91/ Art B.6.5.2)}$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l' ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

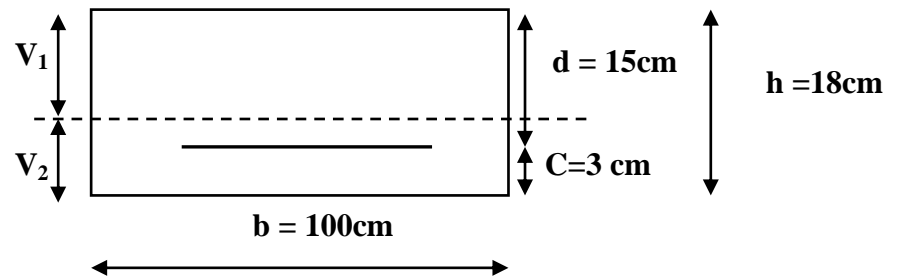
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$



- Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique. } B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 18 + 15 \times 7.69 = 1915.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 15 = 17930.25 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{17930.25}{1915.35} = 9.36 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.36 = 8.64 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(9.36^3 + 8.64^3)}{3} + 15 \times 7.69 \times (8.64 - 3)^2 = 52502.52 \text{ cm}^4$$

$$I_f^v = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.00513 \Rightarrow \rho(\%) = 0.513$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00513 \times 348 + 2.1} = 0.602$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3\frac{100}{100})0.00513} = 1.64$$

$$I_f^v = \frac{1.1 \times 52502.52}{1 + 1.64 \times 0.602} = 29061.21 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{15.07 \times 360^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 29061.21} = 0.621 \text{ cm}$$

Donc : $f_v < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.4.6. Étude de la volée de RDC:

Notre RDC comporte trois volées, deux identiques avec $n=9$, et la troisième (volée intermédiaire) avec $n=6$. donc le calcul se fera pour une seule volée.

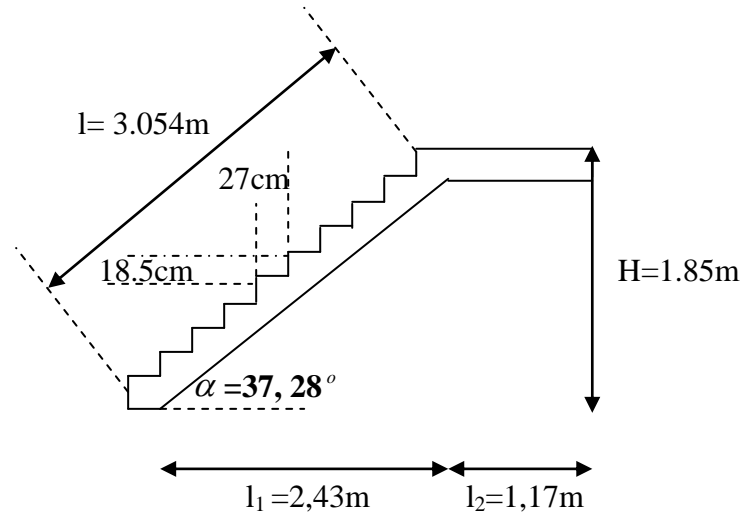


Fig.III.4.4. Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.4.6.1. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{185}{18.5} = 10 \text{ contre marches.}$$

III.4.6.2. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$$

III.4.6.3. Dimensionnement de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$l_1 = (n-1)g = (10-1) \times 27 = 243 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{185}{243} = 0,761 \Rightarrow \alpha = 37,28^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{243}{\cos 37,28} = 305.40 \text{ cm}$$

• Longueur réelle de la paillasse :

$$L = l + l_2 = 305.40 + 117 = 422.40 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{422.40}{30} \leq ep \leq \frac{422.40}{20} \Rightarrow 14.08 \text{ cm} \leq ep \leq 21.12 \text{ cm.}$$

On prend : $ep = 19 \text{ cm.}$

• Le palier :

On prend la même épaisseur que la paillasse, donc le palier $e_{\text{palier}} = 19 \text{ cm.}$

III.4.7.Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.7.1.Charges permanentes :

• **Palier :**

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.02	22.00	0.44
Dalle en béton armé (palier)	0.19	25.00	4.75
Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
$G_{tot} = 6.19 \text{ KN/m}^2$			
$Q_{palier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.1.Charges et surcharges revenant au palier.

Volée :

Éléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.19 / \cos 37.28^\circ$	5.97
Poids propre des marches	$25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.125
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Couche de sable	$22 \times 0.02 \times 1.00$	0.44
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.20
poids propre du garde corps	/	0.20
		G paillasse=9.735
		Q paillasse=2.50

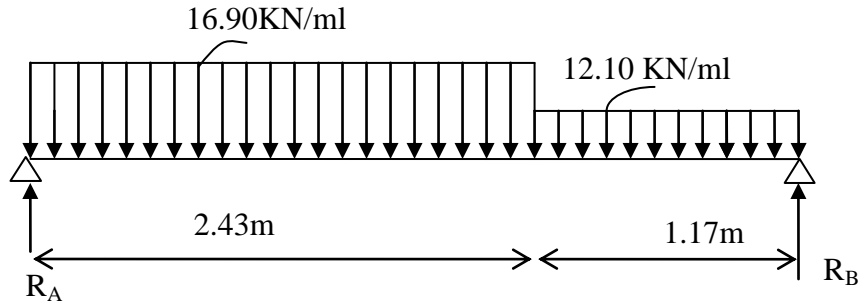
Tableau III.2 .Charges et surcharges revenant à la volée

III.4.7.2.combinaison des charges :

➤ A L'E L U :

- La paillass: $qu_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9.735 + 1,5 \times 2,5 = 16.90 \text{ KN/ml}$

-palier: $qu_2 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6.19 + 1,5 \times 2,5 = 12.10 \text{ KN/ml}$



III.4.8.Calcul à l'E.L.U :

III.4.8.1.Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

• $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.90 \times 2,43 + 12.10 \times 1,17 = 55.22 \text{ KN}$

• $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,60 = 16,90 \times 2,43 \times \frac{2,43}{2} + 12,10 \times 1,17 \times \left(2,43 + \frac{1,17}{2} \right)$

Donc: $R_A = 29.50 \text{ KN}$

$R_B = 25.72 \text{ KN}$

• Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,43$:

Efforts tranchants :

$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$

$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 29.50 \text{ KN}$

$T(x = 2,43) = 29,50 - 16,90 \times 2,43 = 29,50 - 41,06 = -11.57 \text{ KN}$

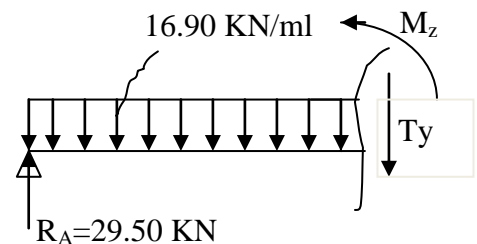
$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{29.50}{16.90} = 1,75 \text{ m}$

$X = 1,75 \text{ m}$

Moments fléchissant :

$M(x) = R_A X - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 29.50x - \frac{16.90}{2} x^2$

$M(x) = 29.50x - 8.45 x^2$



$$X = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.}$$

$$X = 2,43 \quad , \quad M(x=2,43) = 21.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,75) = 29.50 \times 1.75 - 8.45(1.75)^2 = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 25.75 \text{ KN.m.}$$

2^{ieme} tronçon : $2,43 \leq x \leq 3,60$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}(2,43) - q_{u2}(x - 2,43)$$

$$T(x=2,43) = 29.50 - 16.90 \times 2,43 = -11.57 \text{ KN.}$$

$$T(x=3,60) = 29.50 - 16.90 \times 2,43 - 12.10(3,60 - 2,43) = -25.72 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 2,43 - q_{u2}x + 2,43q_{u2} = 0.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u1} \times 2,43 + 2,43q_{u2}) / q_{u2} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,51$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,4 \left(x - \frac{2,43}{2} \right) - q_{u2} 2(x - 2,4) \left(\frac{x - 2,43}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,43 \times (x - 1,17) - q_{u2} \left(\frac{(x - 2,43)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 29.50x - q_{u1} \times 2,43(x - 1,17) - 12.10 \left(\frac{(x - 2,43)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 29.50 \times 2,43 - 2,43 \times 16.90(2,43 - 1,17) - 12,10 \left((2,43 - 2,43) \frac{(2,43 - 2,43)}{2} \right) = 21,78 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,43) = 21.78 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 29.50 \times 3,60 - 2,43 \times 16,90(3,60 - 1,17) - 12,10 \left((3,60 - 2,43) \frac{(3,60 - 2,43)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

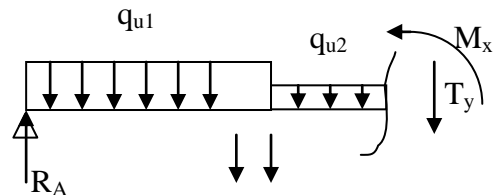
$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{\text{umax}} = (-0,3) \times 25.75 = -7,72 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

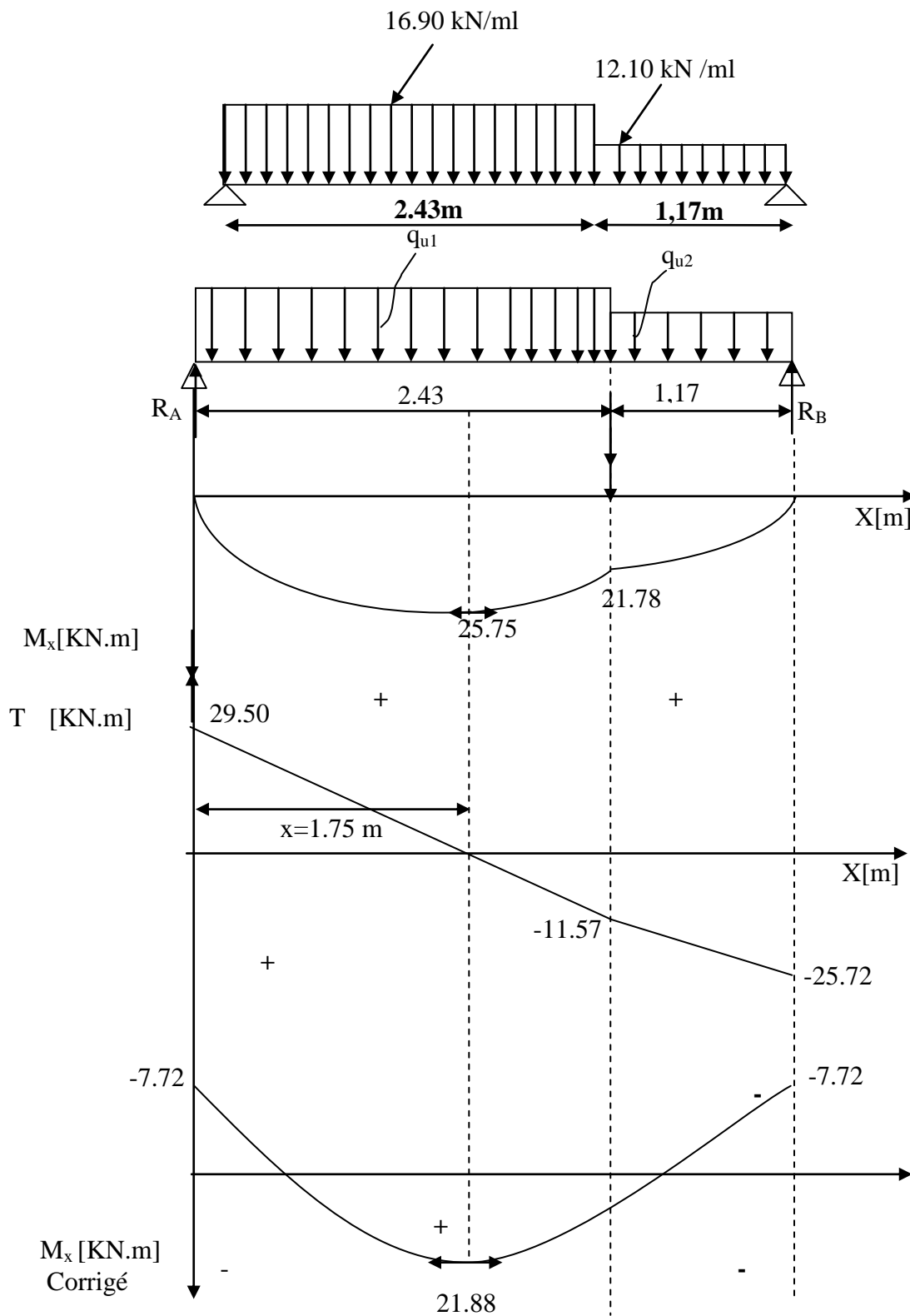
$$M_{ut} = (0,85) M_{\text{umax}} = (0,85) \times 25.75 = 21,88 \text{ KN.m}$$

III.4.8.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.



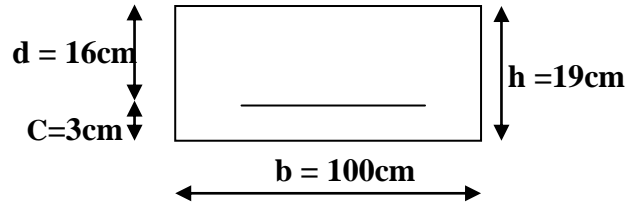
	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 25.75$	-7.72
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 25.75$	21.88



FERRAILLAGE:

le calcul se fera pour une bande de 1m:

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 16 \text{ cm}$.



1-Armatures longitudinales :

♦ **En travée :**

$$M_U^t = 21.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.88 \cdot 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0.060$$

$$\mu_b = 0,060 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{21.88 \cdot 10^3}{0,969 \times 16 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4.05 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA14 = 7.69 \text{ cm}^2}. \quad \text{Avec } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

♦ **Aux appuis :**

$$M_U^a = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_U^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.72 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_b = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,9895$$

$$A^a = \frac{M_U^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7.72 \times 10^3}{0,9895 \times 16 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$A^a = 1,40 \text{ cm}^2$, soit **5HA10 = 3.92 cm²**. Calcul des armatures: Avec un espacement de 20 cm.

2-Armatures de répartition :

♦ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

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

En travée :

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

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**.

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant

Armatures principales :

Zone	M _u (KN .m)	μ _b	β	A _{Scalculée} (cm ²)	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Travée	21.88	0.060	0.969	4.05	5HA14	7.69	20
Appuis	7.72	0.021	0.9985	1.40	5HA10	3.92	20

Armatures de répartition :

Zone	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement(cm)
Travée	4HA10	3.14	25
Appuis	4HA8	2.01	25

III.4.8.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

A_{appuis} = 3,92 cm² > 1,93 cm² **condition vérifiée.**

A_{travée} = 7,69 cm² > 1,93 cm² **condition vérifiée.**

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{29,50 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,184 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{min} = \min \{0,15.f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{min} = \min \{3,26 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,184 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

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

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

$$V_{u \max} \leq \overline{V_U} = 0,4.f_{c28}.0,9.d.\frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V_U} = 0,4 \times 25.10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times \frac{1}{1,15} = 1252,17 \text{ KN.}$$

$V_{u \max} = 29.50 \text{ KN} < \overline{V}_U = 1252.17 \text{ KN.} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Influence sur les aciers :

$$A = 3.92 \text{ cm}^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(29.50 \times 10^3 - \frac{7.72 \times 10^6}{0.9 \cdot 160} \right) = -69.32 \text{ cm}^2$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

► Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

[BAEL 91/ART A.6.1, 3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre, et soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

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

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.50 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.80} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$0.93 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

$$\overline{\tau}_s = \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 1.5^2 \times 2.1$$

$$\overline{\tau}_s = 2.835 \text{ MPa}$$

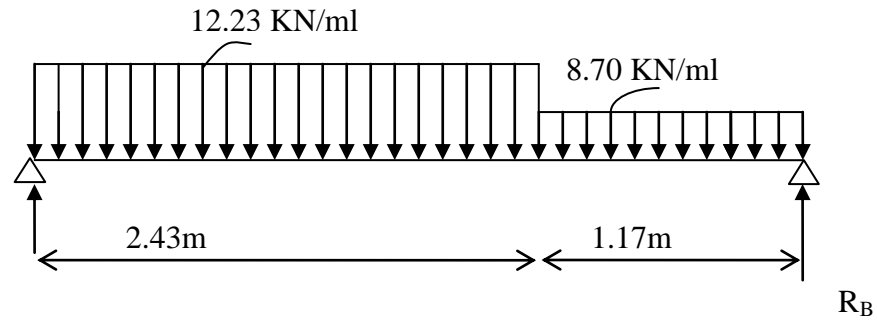
$$\phi = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 28.22 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm}$$

III.4.9. Calcul à l'E.L.S :

-paille : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9.735 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.23 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_{s2} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6.19 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.70 \text{ KN/ml}$



III.4.9.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

- $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.23 \times 2.43 + 8.70 \times 1.17 = 39.90 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.60 = 12.23 \times 2.43 \times \frac{2.43}{2} + 8.70 \times 1.17 \times \left(2.43 + \frac{1.17}{2}\right)$

Donc: $R_A = 21.35 \text{ KN}$

$R_B = 18.55 \text{ KN}$

- Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.43$:

Efforts tranchants :

$T(x) = R_A - q_{ul} \cdot x$

$T(x=0) \Rightarrow R_A = 21.35 \text{ KN}$

$T(x=2.43) = 21.35 - 12.23 \times 2.43 = 21.35 - 29.72 = -8.37 \text{ KN}$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{ul} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{ul} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{ul}} = \frac{21.35}{12.23} = 1.75 \text{ m}$

$X = 1.75 \text{ m}$

Moments fléchissant :

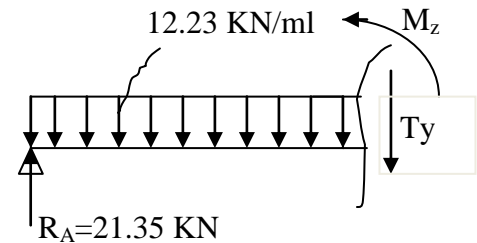
$M(x) = R_A X - q_{ul} \frac{x^2}{2} = 21.35 \cdot x - \frac{12.23}{2} x^2$

$M(x) = 21.35x - 6.115 x^2$

$\begin{cases} X = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ X = 2.43 & , & M(x=2.43) = 15.77 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_{\max} = M(x=1.75) = 21.35 \times 1.75 - 6.115(1.75)^2 = 18.63 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 18.63 \text{ KN.m}$

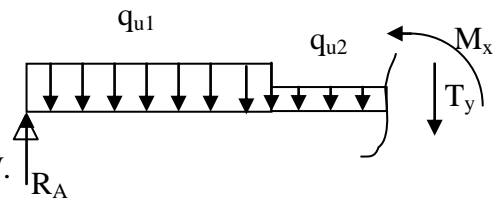


2^{ème} tronçon : $2,43 \leq x \leq 3,60$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}(2,43) - q_{u2}(x - 2,43)$$

$$T(x=2,43) = 21.35 - 12.23 \times 2,43 = -8.37 \text{ KN}.$$

$$T(x=3,60) = 21.35 - 12.23 \times 2,43 - 8.70(3,60 - 2,43) = -18.55 \text{ KN}.$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 2,43 - q_{u2}x + 2,43q_{u2} = 0.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u1} \times 2,43 + 2,43q_{u2}) / q_{u2} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,51$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,43 \left(x - \frac{2,43}{2} \right) - q_{u2}(x - 2,43) \left(\frac{x - 2,43}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,43 \times (x - 1,17) - q_{u2} \left(\frac{(x - 2,43)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 21.35x - q_{u1} \times 2,43(x - 1,17) - 8.70 \left(\frac{(x - 2,43)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 21.35 \times 2,43 - 2,43 \times 12.23(2,43 - 1,17) - 8.70 \left((2,43 - 2,43) \frac{(2,43 - 2,43)}{2} \right) = 15.77 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,43) = 15.77 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 21.35 \times 3,60 - 2,43 \times 12.23(3,60 - 1,17) - 8.70 \left((3,60 - 2,43) \frac{(3,60 - 2,43)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u\text{ app}} = (0,3) M_{u\max} = (-0,3) \times 18.63 = -5,60 \text{ KN.m}$$

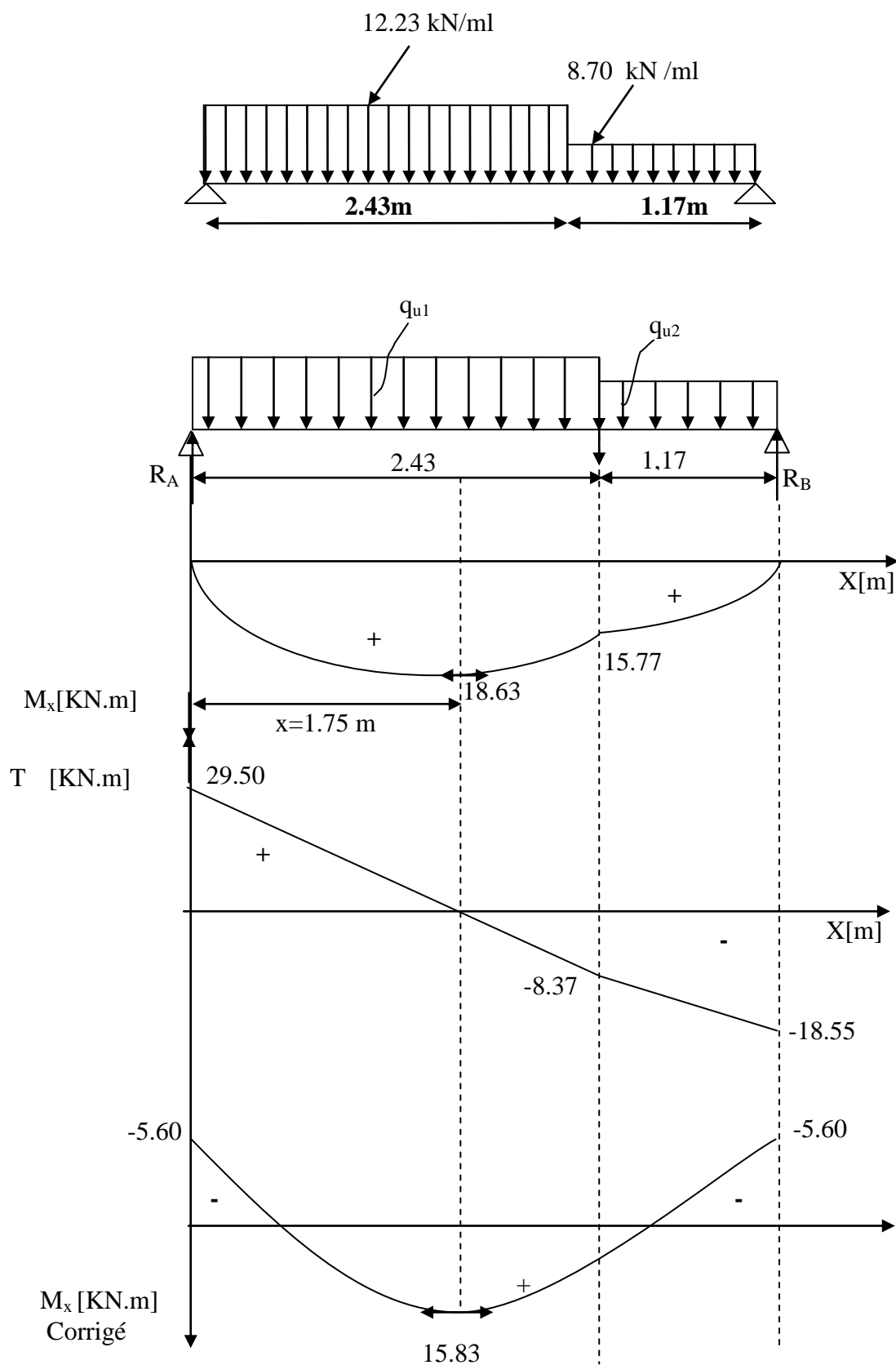
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u\max} = (0,85) \times 18.63 = 15.83 \text{ KN.m}$$

III.4.9.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	(-0.3) x 18.63	-5.60
Moment en travée [M_t]	(0.85) x 18.63	15.83



III.4.9.3.Vérification à l'E.L.S :

► Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M_{sa}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{5,60}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0154$$

$$\mu_{ua} = 0,0154 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0154 \longrightarrow \beta_1 = 0,827$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 . d . f_{su}} = \frac{5,60 . 10^2}{0,827 . 16 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{15,83}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 . 10^3} = 0,0435$$

$$\mu_{1t} = 0,0435 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0435 \longrightarrow \beta = 0,764$$

$$A_{st} = \frac{15,83 . 10^2}{0,764 . 16 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 3,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K . \sigma_s$$

En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 16} = 0,480$$

$$\rho = 0,480 \Rightarrow \beta = 0,895 ; k_1 = 32,62 ; \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,0306$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s . \beta . d} = \frac{15,83 . 10^3}{76,9 \times 0,895 \times 160} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0306 \times 1,44 = 0,044 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis: $A_{app} = 3,92 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \beta = 0,921 ; k_1 = 48,29 ; \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,0207$$

$$\sigma_s = \frac{M^a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,60 \cdot 10^3}{39,2 \times 0,921 \times 160} = 0,970 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0,970 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0207 \times 0,970 = 0,020 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{En travée : } A_t = 7,69 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 16} = 0,480$$

$$\rho = 0,480. \Rightarrow \beta = 0,895 ; \quad k_1 = 32,62 ; \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,0306$$

$$\sigma_s = \frac{15,83 \cdot 10^3}{76,9 \times 0,895 \times 160} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

Vérification

$h = 19 \text{ cm} ; \quad L = 360 \text{ cm} ; \quad A_{utr} = 7.69 \text{ cm}^2$

$M_{str} = 15.83 \text{ KN m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{12.23 \times 3.60^2}{8} = 19.81 \text{ KNm}$

$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 12.23 \text{ KN/m.}$

1) $\frac{h}{L} = \frac{19}{360} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$

2) $\frac{h}{L} = 0.052 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.83}{10 \times 19.81} = 0.080 \quad \text{Condition non vérifiée}$

3) $\frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_f v} \leq \bar{f} \quad \text{(BAEL 91/ Art B.6.5.2)}$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

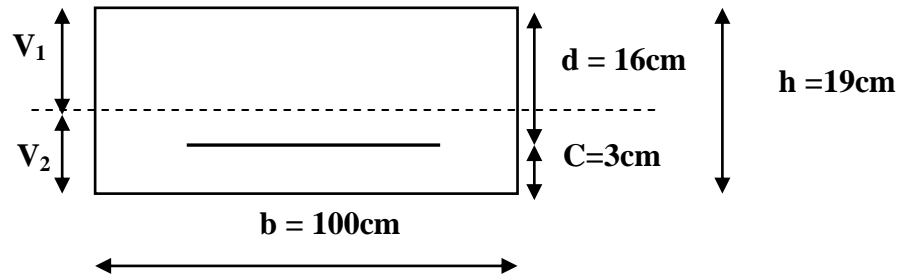
$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$



Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.} \quad B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 19 + 15 \times 7.69 = 2015.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 19^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16 = 19895.60 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{19895.60}{2015.35} = 9.87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 19 - 9.87 = 9.13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(9.87^3 + 9.13^3)}{3} + 15 \times 7.69 \times (9.13 - 3)^2 = 61752.94 \text{ cm}^4$$

$$I_f = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0.0048 \quad \Rightarrow \quad \rho(\%) = 0.48$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 348 + 2.1} = 0.582$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100})0.0048} = 1.75$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 61752.94}{1 + 1.75 \times 0.582} = 67928.23 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{15.83 \times 360^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 67928.23} = 0.279 \text{ cm.}$$

Donc : $f_v < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.4.10. Étude de la volée d'étage courant:

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

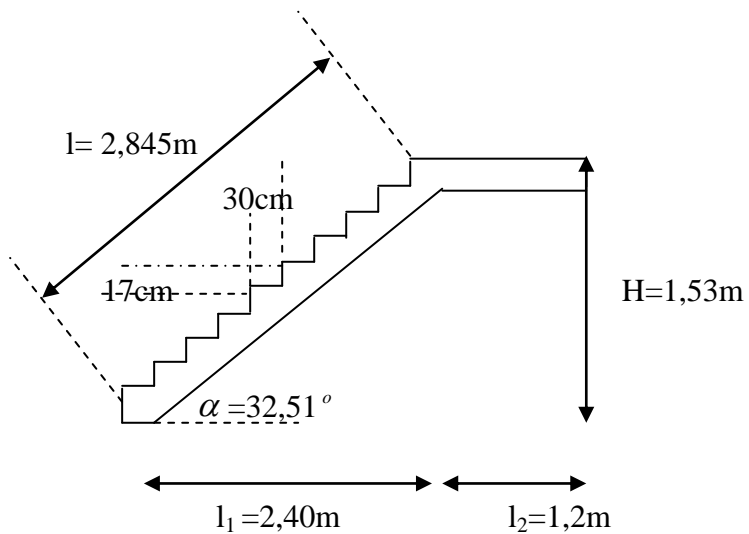


Fig.III.4.5. Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.4.10.1. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{153}{17} = 09 \text{ contre marches.}$$

III.4.10.2. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 08 \text{ marches.}$$

III.4.10.3. Dimensionnement de la pailleasse

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$l_1 = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

• Longueur réelle de la pailleasse :

$$L = l + l_2 = 284,59 + 120 = 404,59 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{404,59}{30} \leq ep \leq \frac{404,59}{20} \Rightarrow 13,48 \text{ cm} \leq ep \leq 20,22 \text{ cm.}$$

On prend : ep = 17 cm.

• Le palier :

On prend la même épaisseur que la pailleasse, donc le palier e_{palier} = 17 cm.

III.4.11.Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.11.1.Charges permanentes :

• **Palier :**

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20.00	0.40
Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
Lit de sable	0.02	22.00	0.44
Dalle en béton armé(palier)	0.17	25.00	4.25
Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
$G_{tot} = 5,69 \text{ KN/m}^2$			
$Q_{palier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.5.Charges et surcharges revenant au palier.

Volée :

Éléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha = 25 \times 0.17 / \cos 32.51^\circ$	5.04
Poids propre des marches	$25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.125
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.40
Couche de sable	$22 \times 0.02 \times 1.00$	0.44
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		Q paillasse=2.50

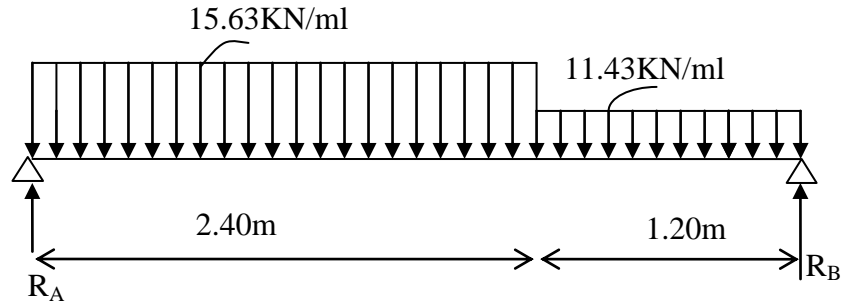
Tableau III.6.Charges et surcharges revenant à la volée.

III.4.11.2.combinaison des charges :

➤ **A L'E L U :**

- La paille : $q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8.805 + 1,5 \times 2,5 = 15.63 \text{ KN/ml}$

- palier : $q_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.69 + 1,5 \times 2,5 = 11.43 \text{ KN/ml}$



III.4.12.Calcul à l'E.L.U :

III.4.12.1.Calcul des efforts internes :

• Réactions d'appuis :

$$\bullet \sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,63 \times 2,40 + 11,43 \times 1,2 = 51,23 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,60 = 15,63 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 11,43 \times 1,20 \times \left(2,40 + \frac{1,20}{2} \right)$$

Donc: $R_A = 27.30 \text{ KN}$

$R_B = 23.93 \text{ KN}$

• Moments fléchissant et efforts tranchants :

• **1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40$:**

Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 27,30 \text{ KN}$$

$$T(x=2,4) = 27,30 - 15,63 \times 2,4 = 27,30 - 37,51 = -10,21 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{27,30}{15,63} = 1,75 \text{ m}$$

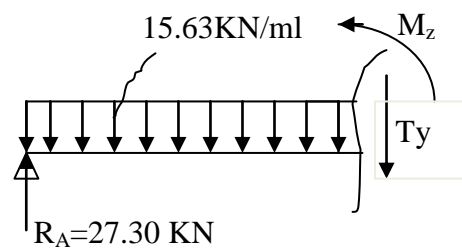
$$X = 1,75 \text{ m}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 27,30 \cdot x - \frac{15,63}{2} x^2$$

$$M(x) = 27,30x - 7,815 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$



$$X = 2,4 \quad , \quad M(x=2,4) = 20,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,75) = 27,30 \times 1,75 - 7,815(1,75)^2 = 23,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 23,84 \text{ KN.m.}$$

2^{ieme} tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,60$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}(2,4) - q_{u2}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 27,30 - 15,63 \times 2,4 = -10,21 \text{ KN.}$$

$$T(x=3,60) = 27,30 - 15,63 \times 2,4 - 11,43(3,60 - 2,4) = -23,93 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 2,4 - q_{u2}x + 2,4q_{u2} = 0.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u1} \times 2,4 + 2,4q_{u2}) / q_{u2} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,51$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u2} (x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 2,4 \times (x - 1,20) - q_{u2} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 27,30x - q_{u1} \times 2,4(x - 1,20) - 11,43 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 27,30 \times 2,40 - 2,4 \times 15,63(2,40 - 1,20) - 11,43 \left((2,40 - 2,4) \frac{(2,40 - 2,4)}{2} \right) = 20,50 \text{ KN.m}$$

$$M(x=2,40) = 20,50 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 27,30 \times 3,60 - 2,4 \times 15,63(3,60 - 1,20) - 11,43 \left((3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

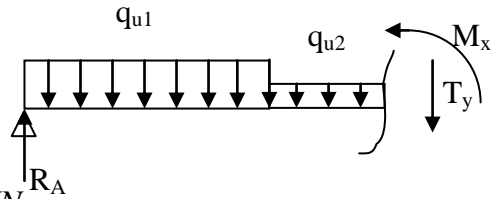
$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{\text{umax}} = (-0,3) \times 23,84 = -7,15 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

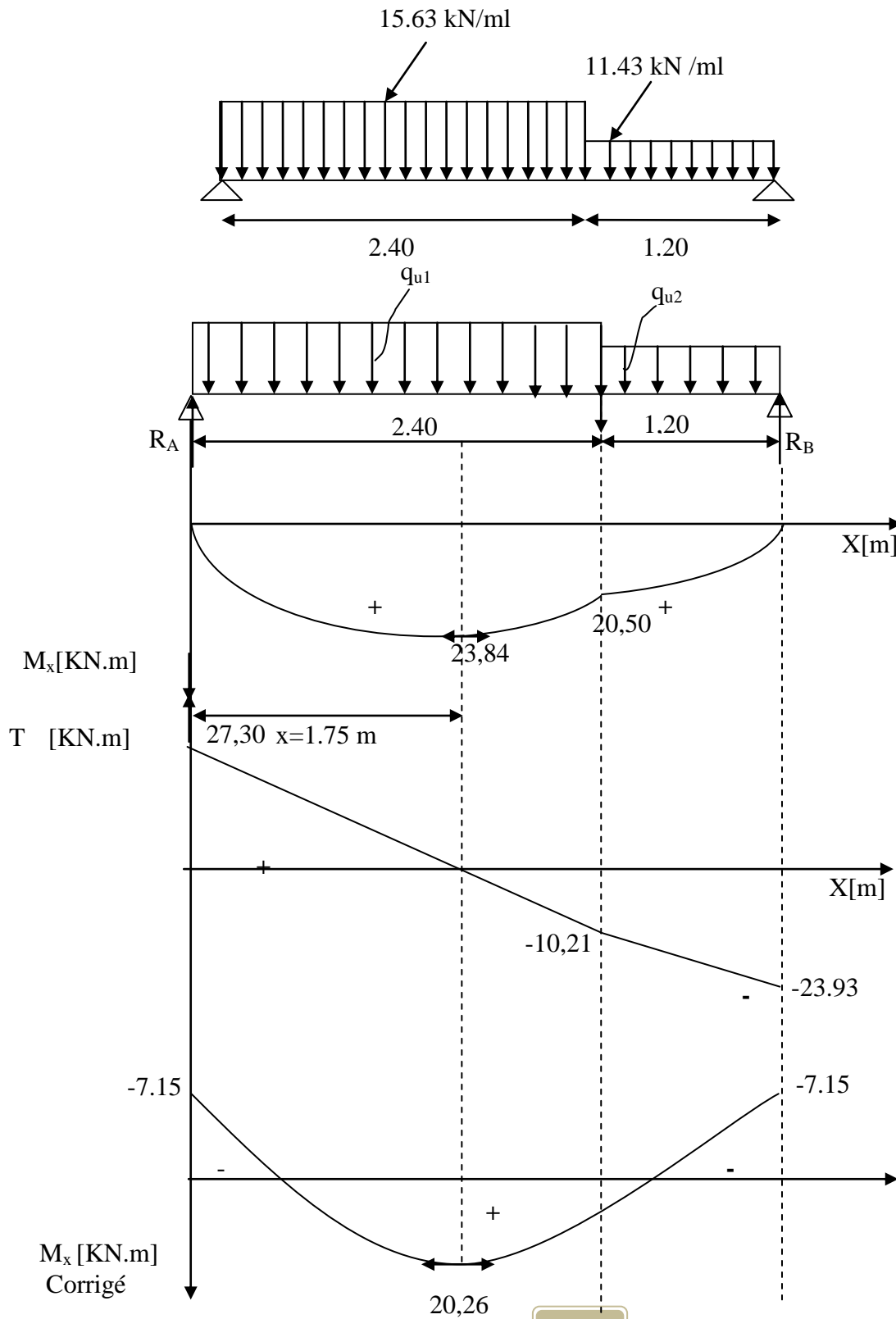
$$M_{ut} = (0,85) M_{\text{umax}} = (0,85) \times 23,84 = 20,26 \text{ KN.m}$$

III.4.12.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.



	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 23.84$	-7.15
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 23.84$	20.26



FERRAILLAGE:

le calcul se fera pour une bande de 1m:

$b = 100 \text{ cm} , c = 2 \text{ cm} , d = 15 \text{ cm}.$

1-Armatures longitudinales :

◆ **En travée :**

$M_U^t = 20.26 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,26 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0.064$$

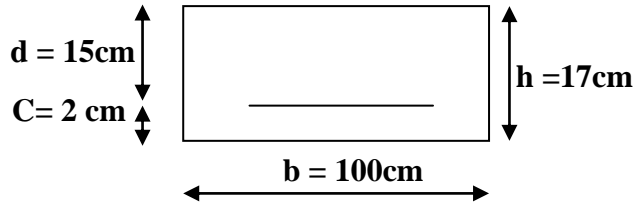
$\mu_b = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$

$\mu_b = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{20,26 \cdot 10^3}{0,967 \times 15 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

$A^t = 4.01 \text{ cm}^2$, soit **5HA12 = 5.65 cm²**.

Avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$



◆ **Aux appuis :**

$M_U^a = 7,15 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_U^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,15 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu_b = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$

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

$$A^a = \frac{M_U^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7,15 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$A^a = 1,38 \text{ cm}^2$, soit **5HA8 = 2,51 cm²**. Calcul des armatures: Avec un espacement de 20 cm.

2-Armatures de répartition :

◆ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_r = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

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

En travée :

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

Soit **4HA8 = 2.01 cm²**.

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant

Armatures principales :

ZONE	M _u (KN .m)	μ _b	β	A _{Scalculée} (cm ²)	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement(cm)
Travée	20.26	0.064	0.967	4.01	5HA12	5.65	20
Appuis	7.15	0.022	0.989	1.38	5HA8	2.51	20

Armatures de répartition :

ZONE	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacement(cm)
Travée	4HA8	2.01	25
Appuis	4HA8	2.01	25

III.4.12.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

A_{appui} = 2,51 cm² > 1,81 cm² **condition vérifiée.**

A_{travée} = 5,65 cm² > 1,81 cm² **condition vérifiée.**

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{27,30 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,18 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{min} = \min \{0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{min} = \min \{3,26 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

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

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

$$V_{u \max} \leq \bar{V}_U = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V}_U = 0,4 \times 25.10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times \frac{1}{1,15} = 1173,91 \text{ KN.}$$

$$V_{u \max} = 27.30 \text{ KN} < \overline{V}_U = 1173.91 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur les aciers :

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(27.30 \times 10^3 - \frac{7.15 \times 10^6}{0,9.150} \right) = -73.78 \text{ cm}^2$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

► Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

[BAEL 91/ART A.6.1, 3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre, et soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

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

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.30 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,07 \text{ MPa}$$

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

$1.07 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]

La longueur de scellement droit est $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

$$\overline{\tau}_s = \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 1,5^2 \times 2,1$$

$$\overline{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

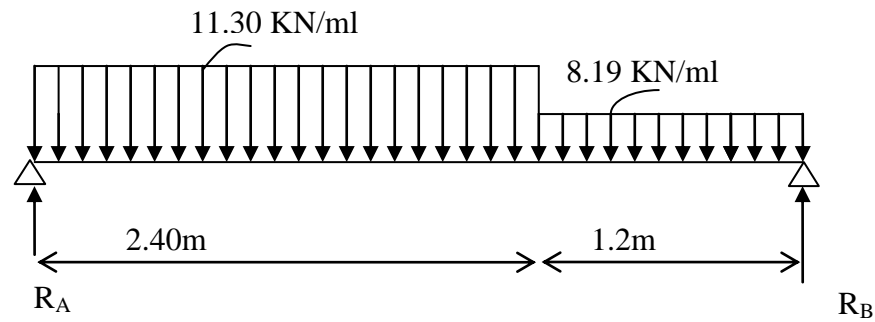
$$\emptyset = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

III.4.9. Calcul à l'E.L.S :

- paillasse : $q_{S1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (8.805 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11.30 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_{S2} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.69 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8.19 \text{ KN/ml}$



III.4.13.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

- $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,30 \times 2,40 + 8,19 \times 1,2 = 36,95 \text{ KN}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,60 = 11,30 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 8,19 \times 1,20 \times \left(2,40 + \frac{1,20}{2}\right)$

Donc: $R_A = 19,72 \text{ KN}$

$R_B = 17,23 \text{ KN}$

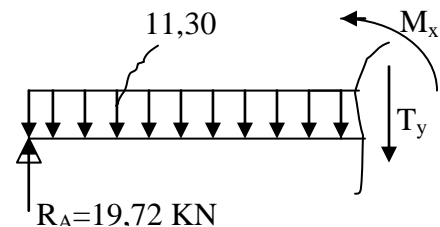
• Moments fléchissants et efforts tranchants :

• **1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40$:**

Efforts tranchants :

$T(x) = R_A - q_{sl} \cdot X.$

$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 19,72 \text{ KN}$



$T(x = 2,4) = 19,72 - 11,30 \times 2,4 = 19,72 - 27,12 = -7,40 \text{ KN}.$

$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{sl} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{sl} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{sl}} = \frac{19,72}{11,30} = 1,75 \text{ m}$

$X = 1,75 \text{ m}$

Moments fléchissant :

$M(x) = R_A X - q_{sl} \frac{x^2}{2} = 19,72 \cdot x - \frac{11,30}{2} x^2$

$M(x) = 19,72x - 5,65 x^2.$

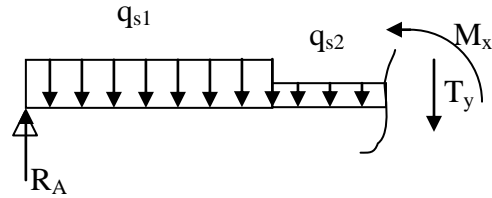
$$x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 2,4 \quad , \quad M(x=2,4) = 14,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,75) = 19,72 \times 1,75 - 5,65(1,75)^2 = 17,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17,21 \text{ KN.m.}$$

• 2^{ieme} tronçon : $2,40 \leq x \leq 3,60$:



$$T(x) = R_A - q_{s1}(2,4) - q_{s2}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 19,72 - 11,30 \times 2,4 = -7,40 \text{ KN} .$$

$$T(x=3,60) = 19,72 - 11,30 \times 2,4 - 8,19(3,60 - 2,4) = -17,23 \text{ KN} .$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \times 2,4 - q_{s2}x + 2,4q_{s2} = 0.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = (R_A - q_{s1} \times 2,4 + 2,4q_{s2}) / q_{s2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = 1,50$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s2} (x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 2,4 \times (x - 1,20) - q_{s2} \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 19,72x - q_{s1} \times 2,4(x - 1,20) - 8,19 \left(\frac{(x - 2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 19,72 \times 2,40 - 2,4 \times 11,30(2,40 - 1,20) - 8,19 \left((2,40 - 2,4) \frac{(2,40 - 2,40)}{2} \right) = \text{KN.m}$$

$$M(x=2,40) = 14,78 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 19,72 \times 3,60 - 2,4 \times 11,30(3,60 - 1,20) - 8,19 \left((3,60 - 2,4) \frac{(3,60 - 2,4)}{2} \right) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,60) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{S \text{ app}} = (0,3) M_{\max} = (-0,3) \times 17,21 = -5,16 \text{ KN.m}$$

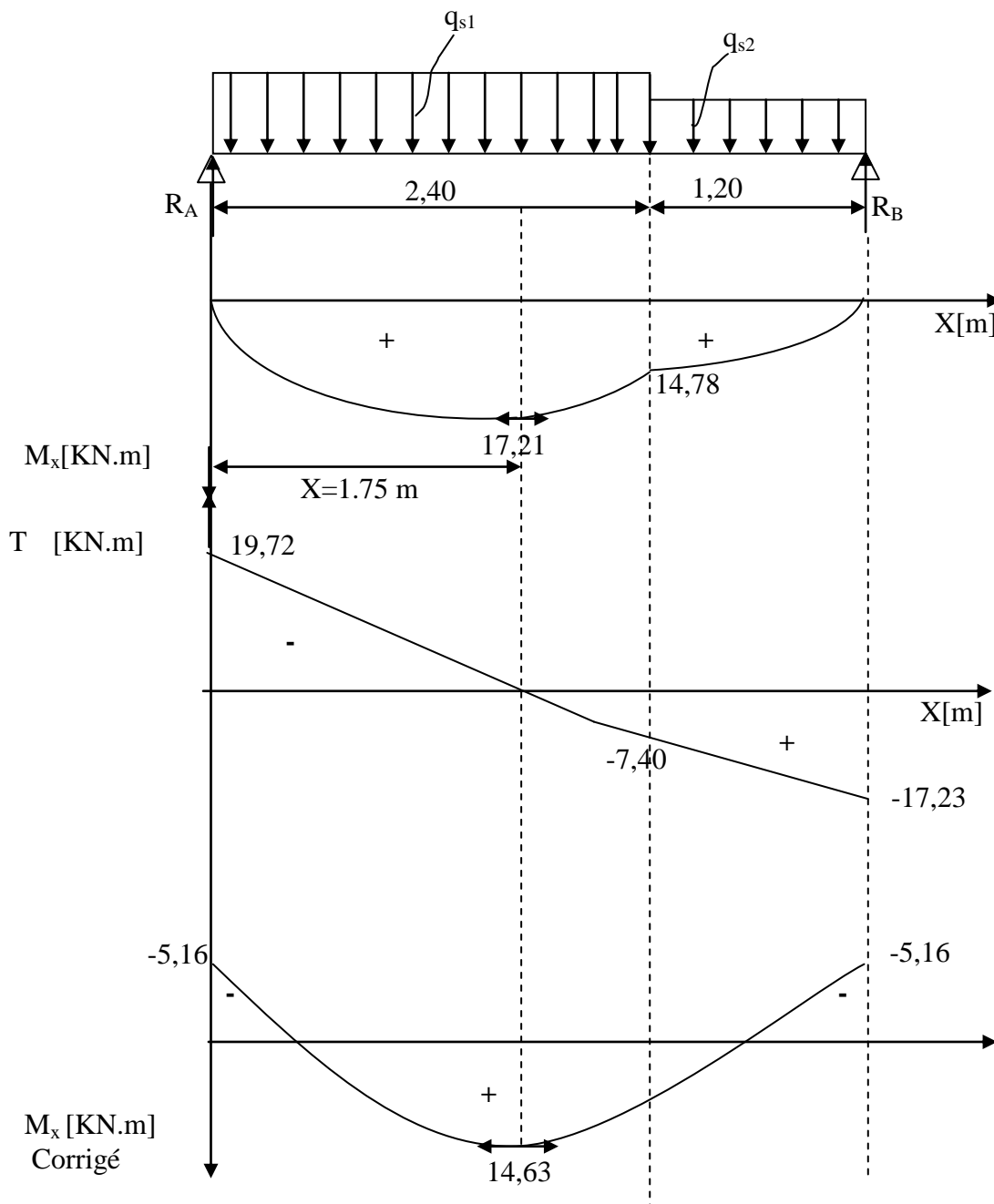
Le moment en travée :

$$M_{S \text{ t}} = (0,85) M_{\max} = (0,85) \times 17,21 = 14,63 \text{ KN.m}$$

III.4.13.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 17,21$	-5,16
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 17,21$	14,63



III.4.13.3.Vérification à l'E.L.S :

► Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M^s_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{5,16}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0161$$

$$\mu_{ua} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0161 \longrightarrow \beta_1 = 0,824$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 . d . f_{su}} = \frac{5,16 . 10^2}{0,824 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{14,63}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 . 10^3} = 0,0460$$

$$\mu_{1t} = 0,0460 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0460 \longrightarrow \beta = 0,761$$

$$A_{st} = \frac{14,63 . 10^2}{0,761 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K . \sigma_s$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 . \Rightarrow \beta = 0,905 ; k_1 = 37,63 ; \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s . \beta . d} = \frac{14,63 . 10^3}{56,5 \times 0,905 \times 150} = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 1,91 = 0,050 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis: $A_{app} = 2,51 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 15} = 0,167$$

$$\rho = 0,167. \Rightarrow \beta = 0,933 ; k_1 = 59,63 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0167$$

$$\sigma_s = \frac{M^a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,16 \cdot 10^3}{25,1 \times 0,933 \times 150} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0167 \times 1,47 = 0,024 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{En travée : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376. \Rightarrow \beta = 0,905 ; k_1 = 37,63 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{14,63 \cdot 10^3}{56,5 \times 0,905 \times 150} = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► **Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

Vérification

$h = 17 \text{ cm} ; \quad L = 360 \text{ cm} ; \quad A_{utr} = 5,65 \text{ cm}^2$

$M_{str} = 14.63 \text{ KN m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.30 \times 3.60^2}{8} = 18.30 \text{ KNm}$

$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 11.30 \text{ KN/m.}$

1) $\frac{h}{L} = \frac{17}{360} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition non vérifiée**

2) $\frac{h}{L} = 0.047 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.63}{10 \times 18.30} = 0.080$ **Condition non vérifiée**

3) $\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.00376 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$ **(BAEL 91/ Art B.6.5.2)**

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

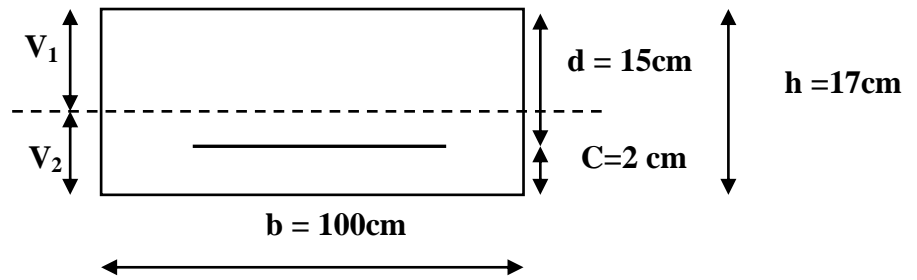
$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5 m. **(BAEL.Art.b.6.5.3)**

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$



Calcul du moment d'inertie I₀ :

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique.} \quad B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721.25 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.81 = 8.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100(8.81^3 + 8.19^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.19 - 2)^2 = 44352.32 \text{ cm}^4$$

$$I_f^v = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 \Rightarrow \rho(\%) = 0.38$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 348 + 2.1} = 0.403$$

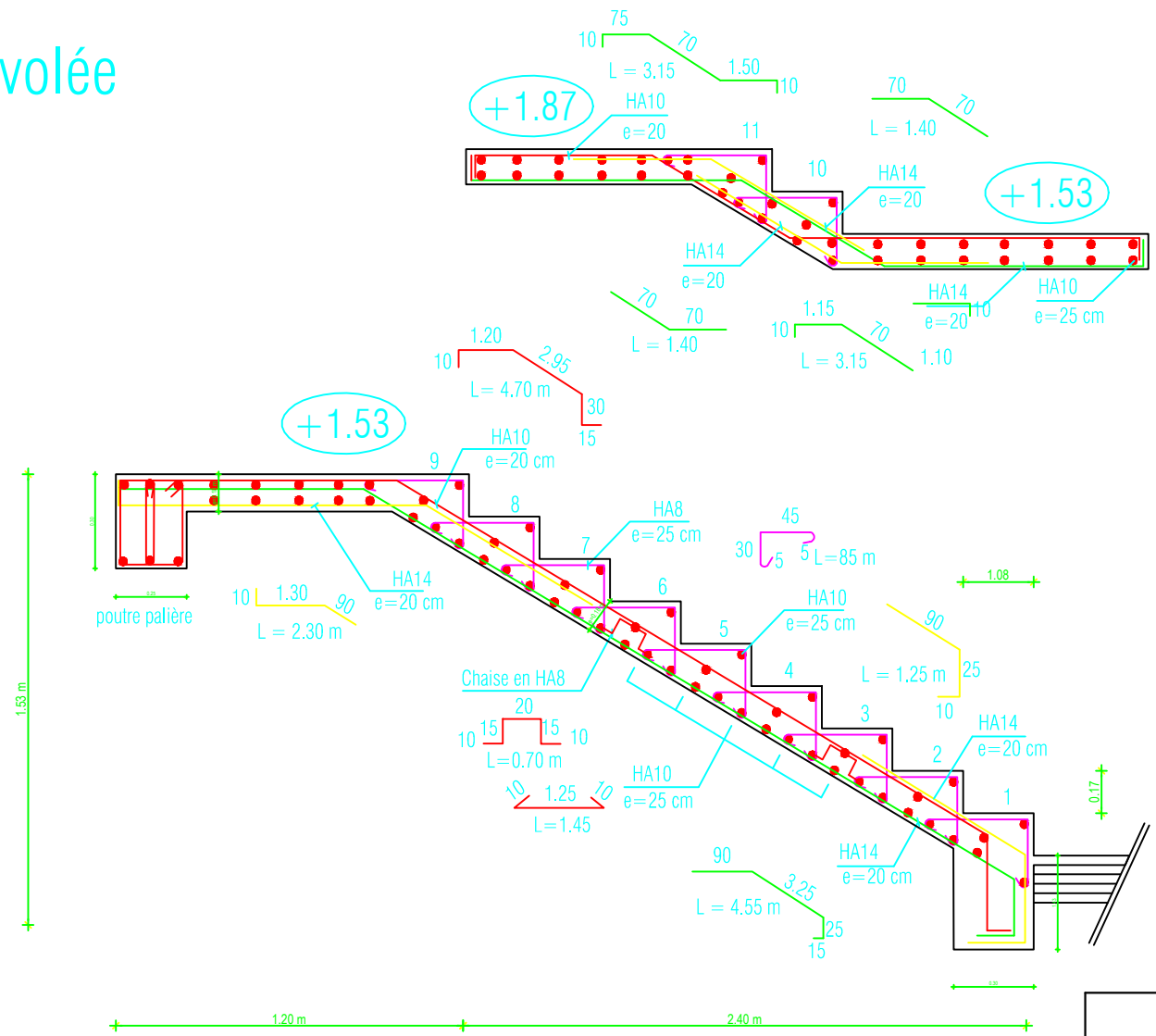
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100})0.0038} = 2.21$$

$$I_f^v = \frac{1.1 \times 44352.32}{1 + 2.21 \times 0.403} = 25805.01 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{14.63 \times 360^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 23104.21} = 0.68 \text{ cm. Donc : } f_v < \bar{f} = 0.72 \text{ cmCondition vérifiée.}$$

III.4.14.ferraillage des escaliers :

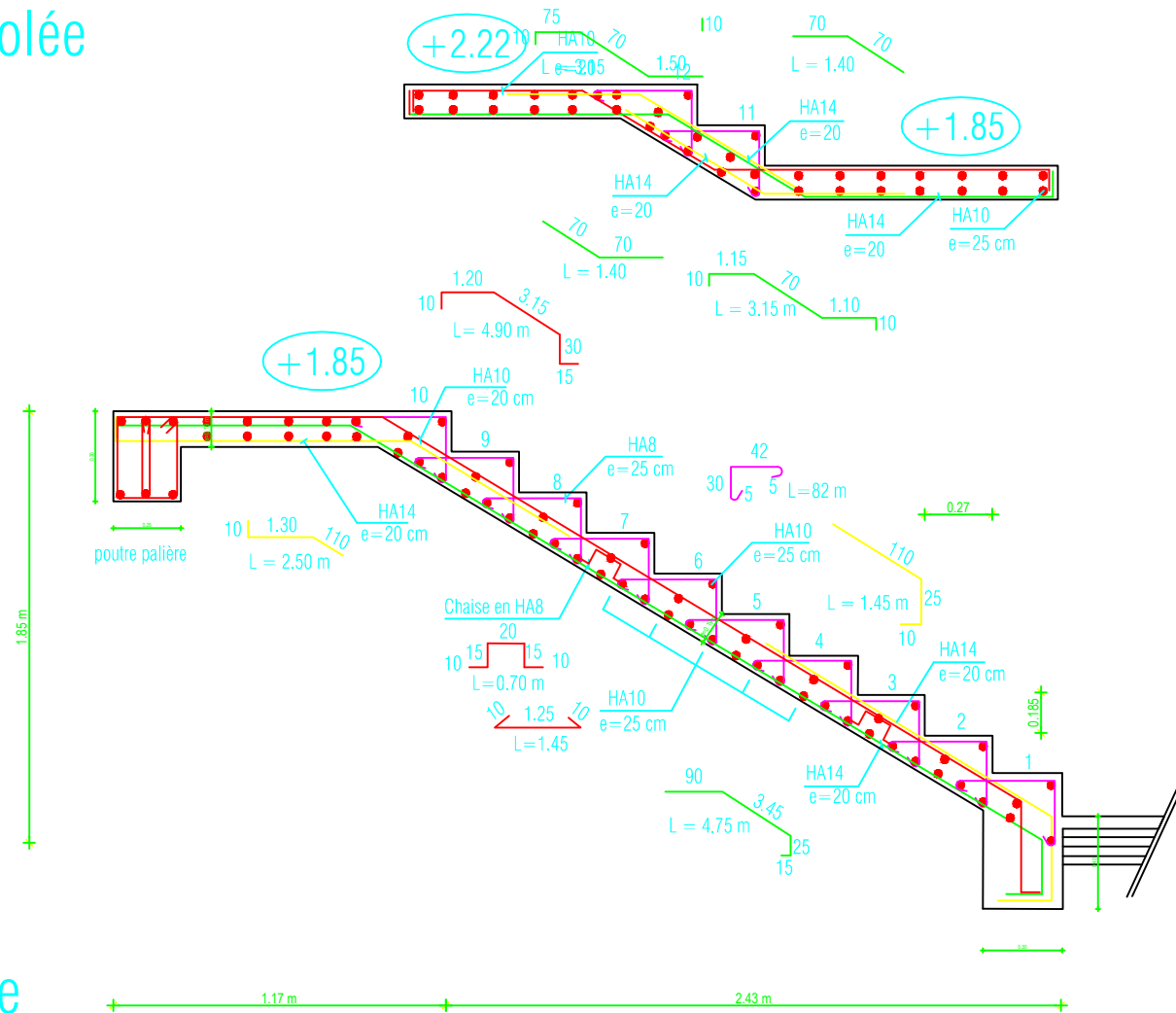
2ème volée



1er volée

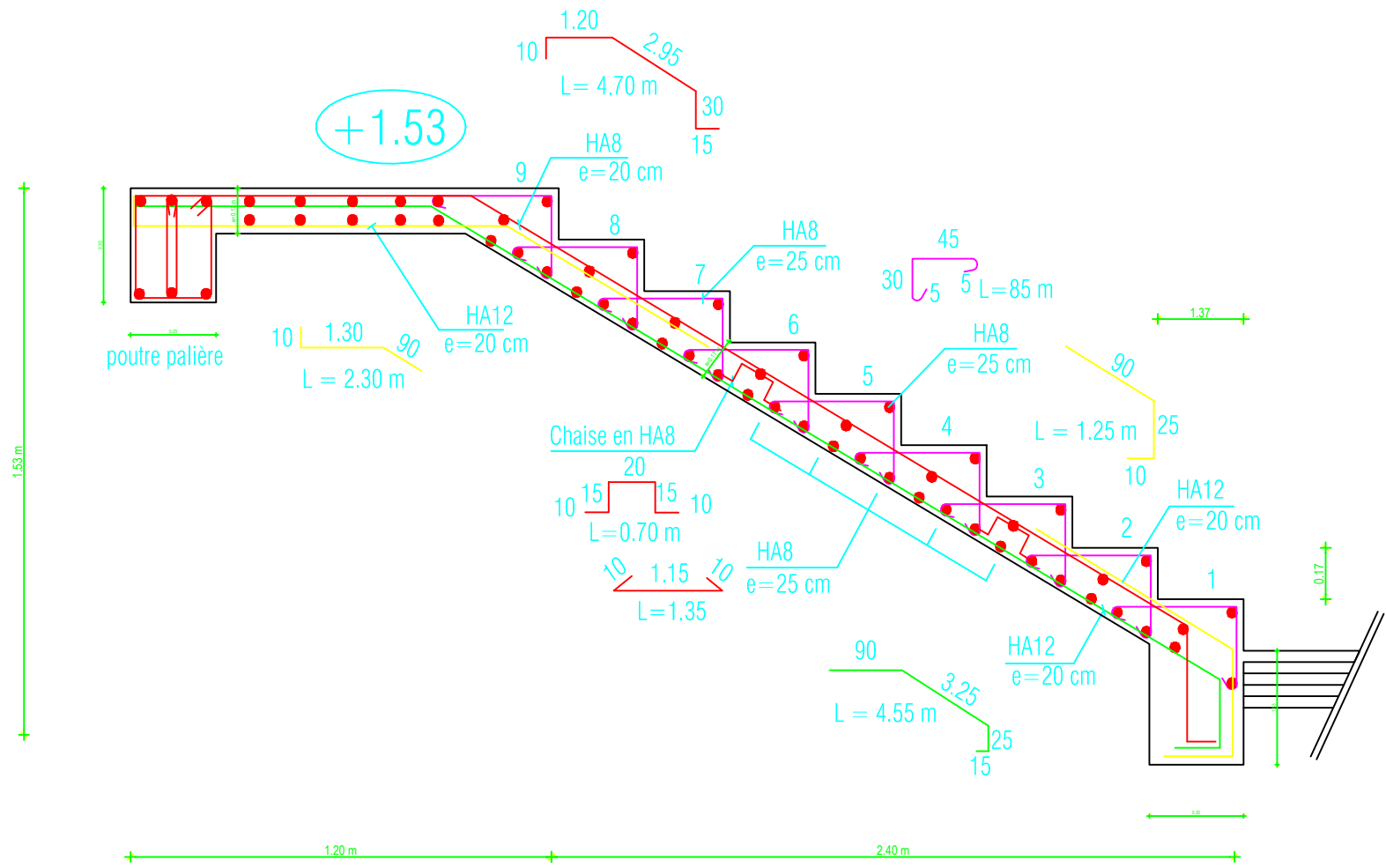
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
Ferrailage d'escalier de E-S		
	2012/2013	
	Mr: Djebra Lounes Mr: Akli Nourdine Mr: Babou Karim	Plan:
	Mr: Labiod	Echelle:

2ème volée



1er volée

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
Ferrailage d'escalier de RDC		
	2012/2013	
	Mr: Djebra Lounes Mr: Akli Nourdine Mr: Babou Karim	Plan:
	Mr: Labiod	Echelle:



1er volée

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
Ferrailage d'escalier de l'étage courant		
	2012/2013	
	Mr: Djebra Lounes Mr: Akli Nourdine Mr: Babou Karim	Plan:
	Mr: Labiod	Echelle:

III.5.Calcul de la poutre palière (étage courant) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 2.90 m (entre nu d'appuis).

III.5.1.Pré dimensionnement :

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$$

h_t : la hauteur de la poutre
 L : portée libre de la poutre

Selon le RPA99, $h_t \geq 30$ cm.

On adopte $h_t = 30$ cm.

♦ Largeur :

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

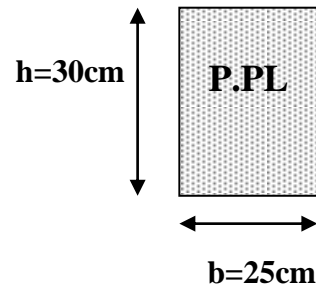
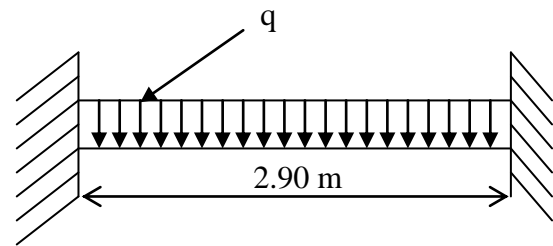
b : largeur de la poutre.

Selon le RPA99, $b \geq 20$ cm.

On adopte 25 cm.

$$h_t / b = 30 / 25 = 1.2 \leq 4$$

condition vérifiée



La poutre aura donc une section de **(25 x 30) cm²**

III.5.2. Détermination des charges permanentes :

♦ Poids propre de la poutre : $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875$ KN / ml.

♦ Réaction du palier (ELU) : $R_B^U = 23.93$ KN /ml.

♦ Réaction du palier (ELS) : $R_B^s = 17.23$ KN/ml.

III.5.3. combinaison des charges :

♦ A l'E LU

$$q_u = (1,35 G + R_B^U) = (1,35 \times 1.875 + 23.93) = 26.46 \text{ KN/ml}$$

III.5.4. calcul des efforts tranchant :

Efforts tranchants :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{26.46 \times 2.90}{2}$$

$V_u = 38.36 \text{ KN}$.

Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{26.46 \times 2.90^2}{8} = 27.82 \text{ KN.m}$$

N.B. :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée ($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{\text{travée}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 27.82 = 23.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 27.82 = -8.35 \text{ KN.m}$$

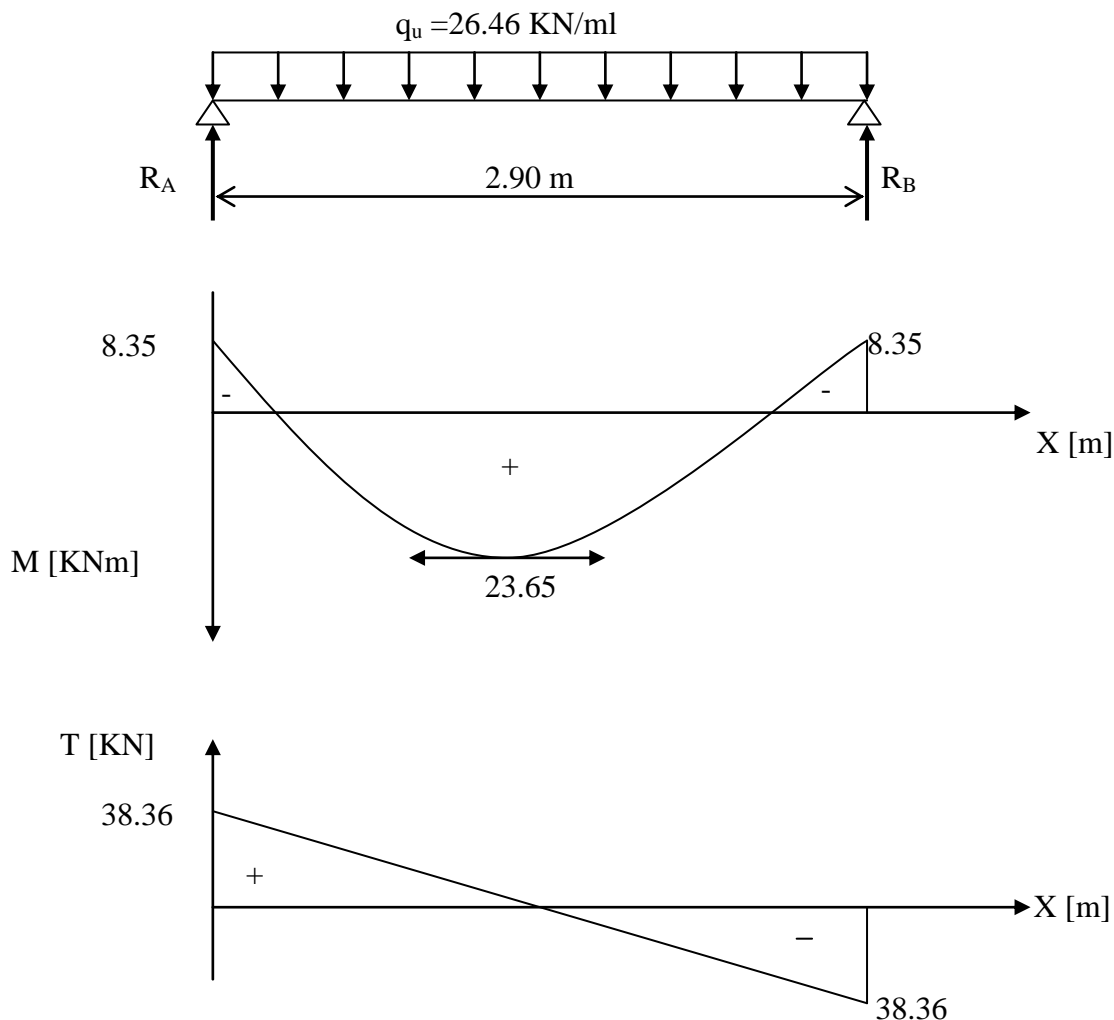


Fig. III.5.1. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.5.Calcul des armatures :

$b = 25 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$.

♦ Aux appuis :

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8.35 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu_b = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{8.35 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348} = 0.870 \text{ cm}^2$$

$A^a = 0.870 \text{ cm}^2$, soit **3HA10 = 2.35 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

♦ En travée :

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{23.65 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,085 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,085 \Rightarrow \beta = 0,9555$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{23.65 \times 10^3}{0,9555 \times 28 \times 348} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$A^t = 2.54 \text{ cm}^2$, soit **3HA12 = 3.39 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

III.5.5.1. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}.$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ [cm]}.$$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixe à $0,4l_s$

$$L_{ac} = 0,4l_s = 0,4 \times 42,32 = 16.93 \text{ cm}.$$

III.5.5.2. les armatures transversales (BAEL91Art722) :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}. \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{ier} lit maintenues par cadres

On prend $\Phi = 8\text{mm}$ (un cadre de $2,01\text{cm}^2$)

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi \times 0,8^2}{4} \right) = 2,009 \text{ cm}^2$$

On choisit soit **4HA8 = 2.01 cm²**

Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4d}) = \min(25,2 ; 40 ; 71,78) = 24,23\text{cm}.$$

Zone nodal: $l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30\text{cm}\right) = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit: **S_t=7 cm.**

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$

Soit : **S_t=15 cm.**

Le RPA révisé 2003 : la quantité d'armatures transversales minimale est

Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01\text{cm}^2 \geq 1,125\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée

Armatures principales :

ZONE	M _u (KN .m)	μ _b	β	A _{Scalculée} (cm ²)	A _{adoptés}	Section adoptée (cm ²)	Espacemen t (cm)
Appuis	8.35	0.030	0.985	0.870	3HA10	2.35	8
Travée	23.65	0.085	0.9555	2.54	3HA12	3.39	8

Armatures transversal :

Ø _{calculé} (mm)	Ø _{adoptés} (mm)	Section total(cm ²)	Espacement de Zone_nodal (cm)	Espacement de Zone_courante (cm)
8,57	Ø8	2,009	7	15

III.5.6.Vérification à L'E L U :

► Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]

♦En travée :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

♦ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

► Contrainte tangentielle :

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.36 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.548 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

• Influence de l'effort tranchant sur les appuis:

$$V_u = 38.36 \text{ KN}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 28 = 25.2 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 25.2 \times 25 \times 10^2 = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 38.36 \text{ KN} < \bar{V}_u = 420 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte d'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{38.36 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 100.5} = 1.51 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.51 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

III.5.7.Calcul à L'ELS :

♦ **Combinaison de charges :**

$q_s = (G + Q) = (1.875 + 17.23) = 19.10 \text{ KN/ml}$.

- Efforts tranchants : $T = \frac{q.l}{2} = \frac{19.10 \times 2.9}{2} = 27.70 \text{ KN/ml}$
- Moments isostatique : $M_0 = M_{\max} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{19.10 \times 2.9^2}{8} = 20.08 \text{ KN}$.

N.B :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée ($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$M_{\text{travée}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 20.08 = 17.06 \text{ KN.m}$

$M_{\text{appui}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 20.08 = -6.02 \text{ KN.m}$

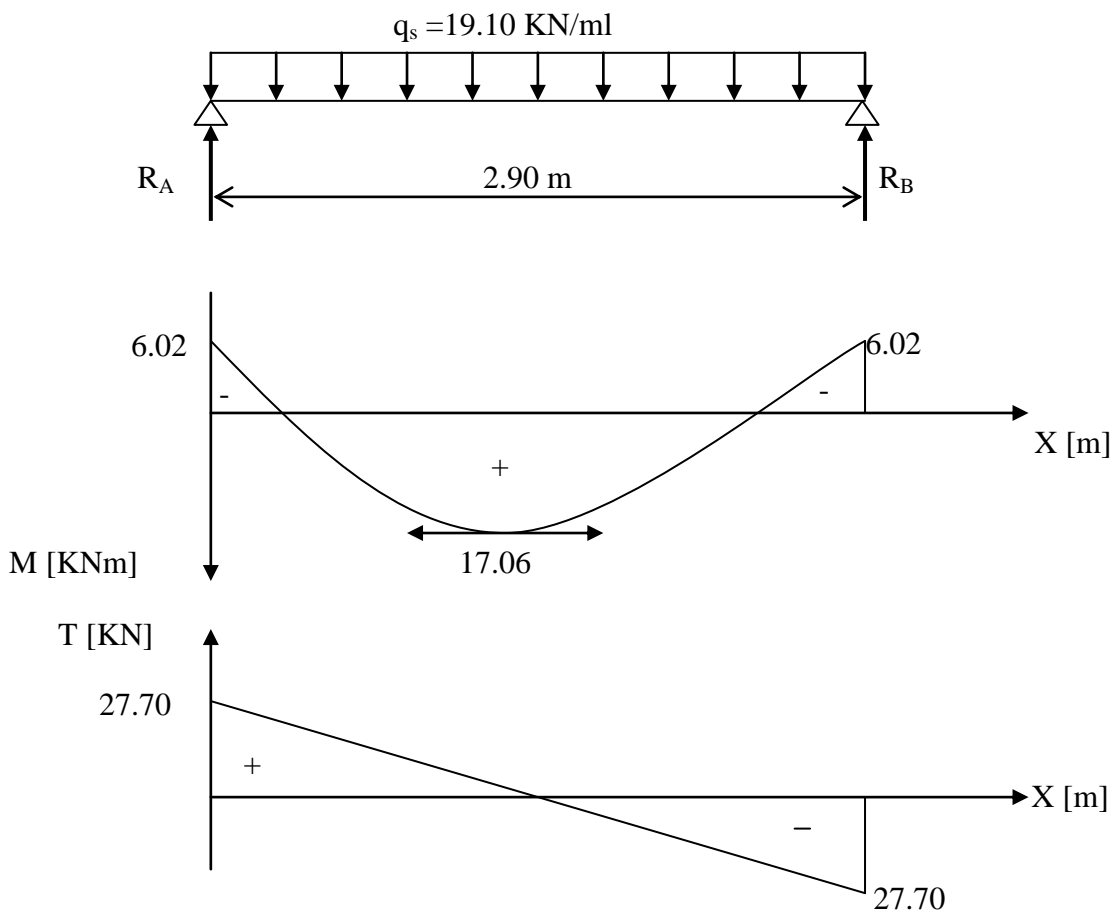


Fig. III.5.2.Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.8.Vérification à L'ELS :

► Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5. 2]

a)Vérification des contraintes :

• Béton et aciers :

En travées :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \quad \beta_1 = 0.895 \quad K_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{17.06 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 200.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

condition vérifiée pour les aciers.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200.81}{32.62} = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée pour le béton.

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\rho = 0.335 \quad \beta_1 = 0.910 \quad K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A} = \frac{6.02 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.35} = 100.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

condition vérifiée pour les aciers

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{100.58}{40.56} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée pour le béton

► Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre palière.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{17.06}{10 \times 20.08} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

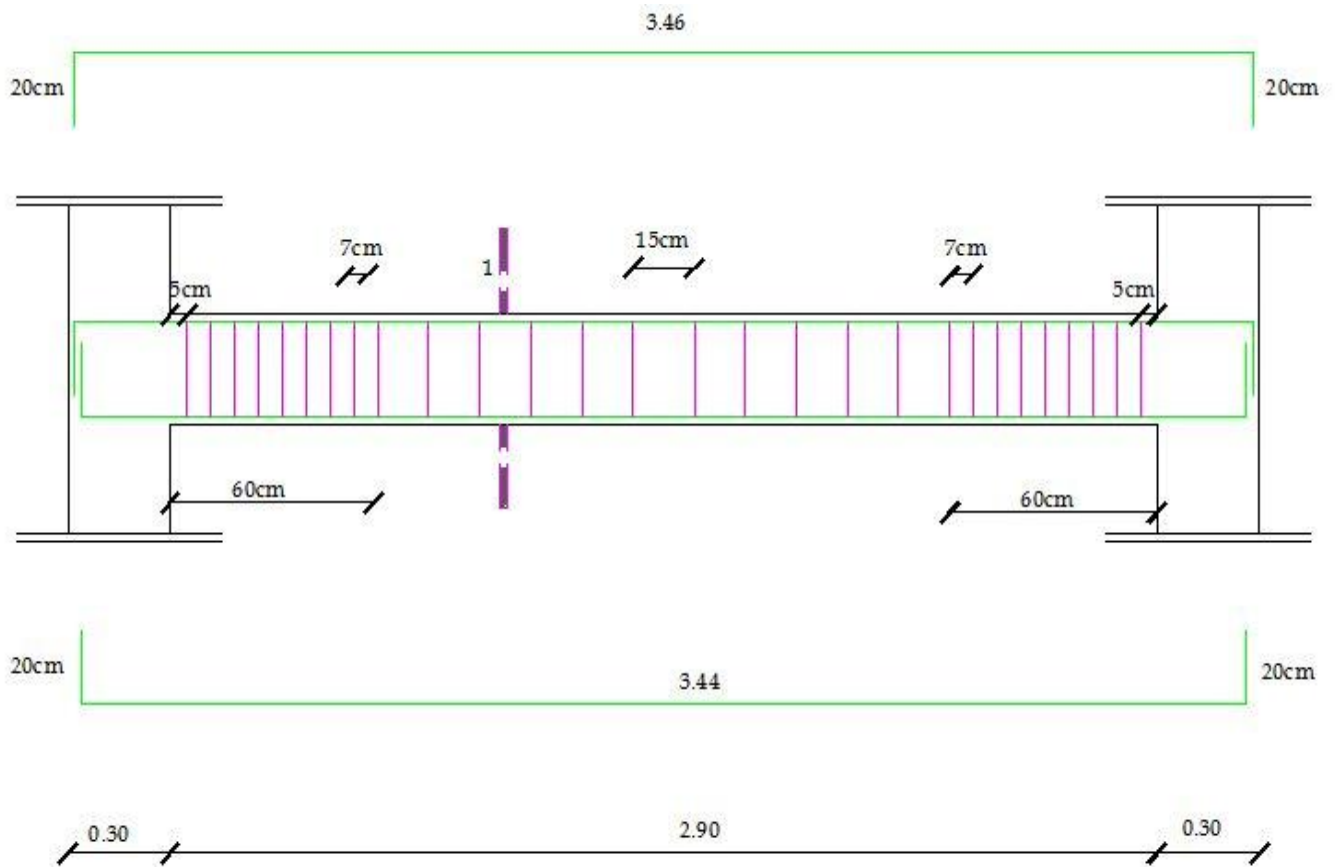
$$3) \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

NB :

On adopte la même épaisseur et quantité d'armature pour l'escalier de sous-sol et RDC.

III.5.9. Plan de ferrailage de la poutre palière:



Coupe 1-1

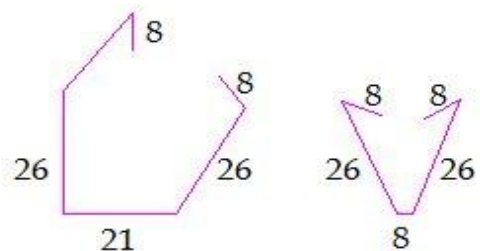
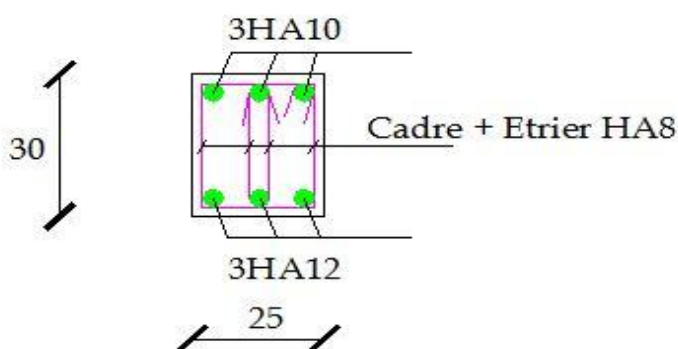


Fig III.5.3. Ferrailage de la poutre palière

III.6. Étude de la poutre de chaînage :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

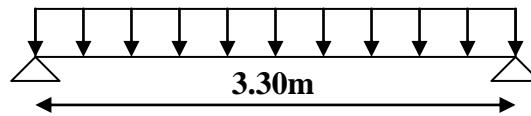


Figure.6.1.Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.6.1.Dimensionnement :

- La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;
- La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- La longueur est égale à 3,20m.

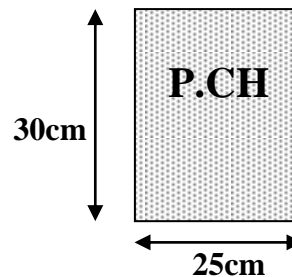
$$\frac{l_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{330}{16} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 20.62 \leq h_t \leq 33$$

Le RPA exige :

$$\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b \geq \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte :

$$\begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$



III.6.2.Calcul des sollicitations :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,25 \times 1 = 1.87 \text{ KN/ml}$

- Poids des murs:

On a : $G = 1.8 \text{ KN/m}^2$ (double murettes)

$P_{\text{mur}} = 1,8 \times 3,06 = 5,508 \text{ KN/ml}$

On aura donc :

$$q_u = 1.35 (5,508 + 1,87)$$

$$q_{\text{ser}} = (5,508 + 1,87)$$

• $q_u = 9.96 \text{ KN/ml}$

• $q_{\text{ser}} = 7.38 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = 13.55 \text{ KN.m}$$

N.B :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée ($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M \text{ travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 13.55 = 11.51 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 13.55 = -4.06 \text{ KN.m}$$

A. Ferrailage :

◆ **En travée :**

- Armatures principales : $M_u^t = 11.51 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{11.51 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$A^t = 1,20 \text{ cm}^2$, soit **3HA10 = 2,35 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

◆ **En appui :**

- Armatures principales : $M_u^a = 4.06 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4.06 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_b = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{4.06 \times 10^3}{0,993 \times 28 \times 348} = 0,419 \text{ cm}^2$$

$A^a = 0,419 \text{ cm}^2$, soit **3HA10 = 2,35 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

B. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{art B.7.4 CBA page 143}).$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A = 2,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification de l'effort tranchant : (art A.5.1.1 CBA page 37)

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,96 \times 3,30}{2} = 16.44 \text{ KN}$$

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.44 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.24 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

D. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \phi_\ell ; \frac{h}{35} \right) \text{ Avec } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b = 25 \text{ cm}$: largeur de la section.

$h = 30 \text{ cm}$: hauteur de la section.

$\phi_\ell = 1,0 \text{ cm}$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{10} ; 1,0 ; \frac{30}{35} \right) \text{ cm} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 2,009 \text{ cm}^2$$

On choisit $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

L'espacement entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min \left(0,9d ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 80,36 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

Zone nodal : $l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,0, 30 \text{ cm} \right) = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit: $S_t = 7 \text{ [cm]}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$ sur $l' = 2h = 60 \text{ cm}$ à partir de 5 cm du nu d'appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

Zone	M_u (KN .m)	μ_b	β	$A_{Scalculée}$ (cm ²)	$A_{adoptés}$	Section adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Appuis	4.06	0,014	0,993	0,419	3HA10	2,35	8
Travée	11.51	0,042	0,979	1,200	3HA10	2,35	8

Armatures transversal :

Zone	$\emptyset t_{adoptés}$	Section total (cm ²)	Espacement (cm)
Appuis	Ø8	2,009	7
Travée	Ø8	2,009	15

❖ **Calcul à l'ELS:**

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{7,38 \times (3.30)^2}{8} = 10.04 \text{ KN.m}$$

N.B:

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{tmax}$) et en travée ($M = 0,85M_{tmax}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M \text{ travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 10.04 = 8.54 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 10.04 = 3.02 \text{ KN.m}$$

► **Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5.2]**

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Section rectangulaire soumise à la flexion simple \Rightarrow **condition vérifiée**
- Nuance de l'acier feE400 \Rightarrow **condition vérifiée**
- Si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Aux travées :

Si la condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc pas de vérification pour σ_{bc}

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_s^t} = \frac{11.51}{8.54} = 1,34 \quad ; \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,420$$

$$\text{On a } \mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0.042 \Rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$\text{Donc } \alpha = 0,0536 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,420 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{4,06}{3,02} = 1,34$$

$$\text{On a } \mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4,06 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \alpha = 0,0176 ; \text{ Donc } \alpha = 0,0176 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,420 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à L'ELU sont suffisantes.

► **Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5.2]**

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ on a } \frac{30}{330} = 0,090 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_s^t}{M_o} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0,090 > \frac{1}{10} \frac{8,54}{10,04} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,35}{25 \times 28} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.3.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage:

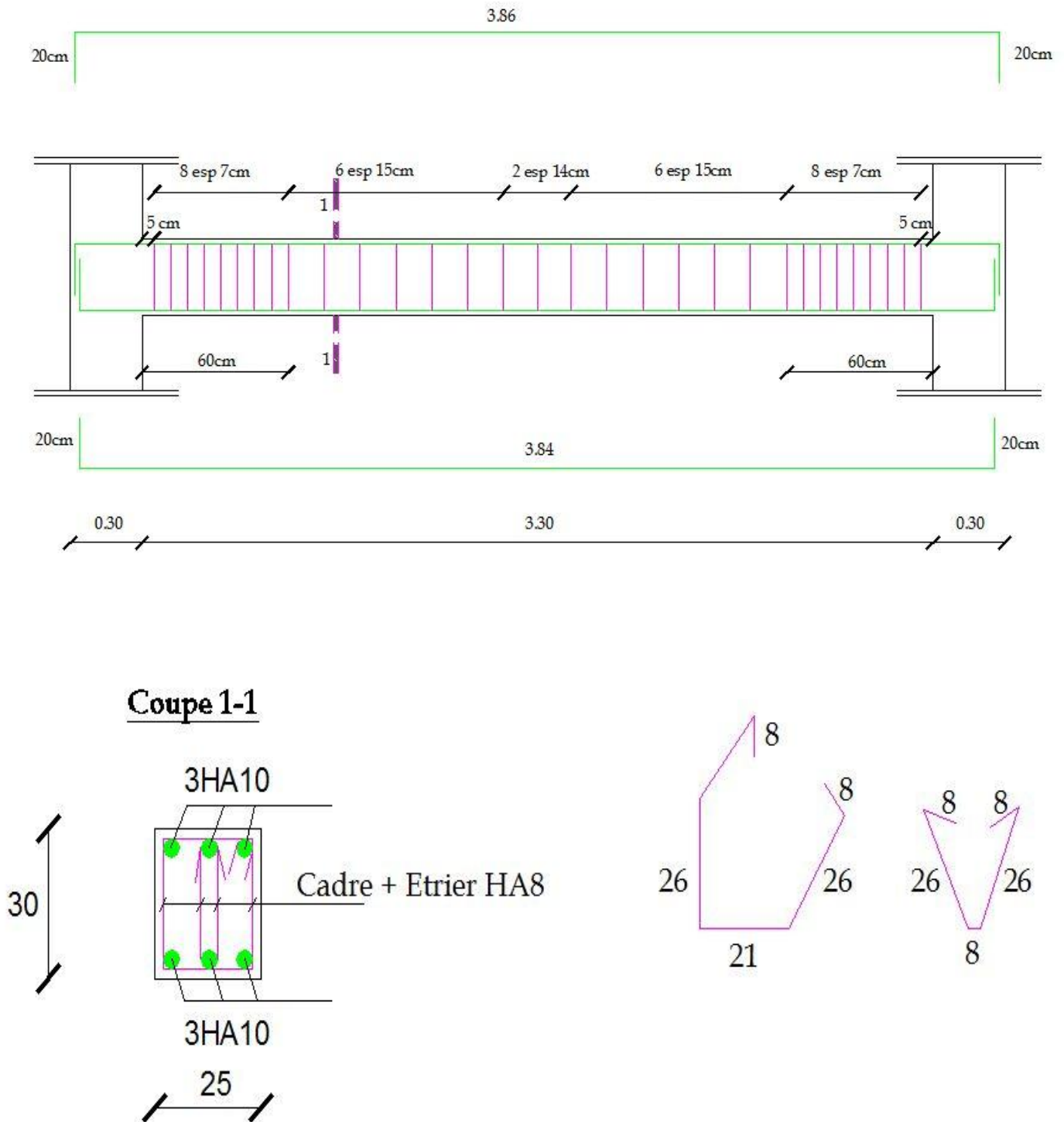


Fig III.6.2.Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7. Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre structure sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm. Les corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm et disposées suivant le sens de la petite portée, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

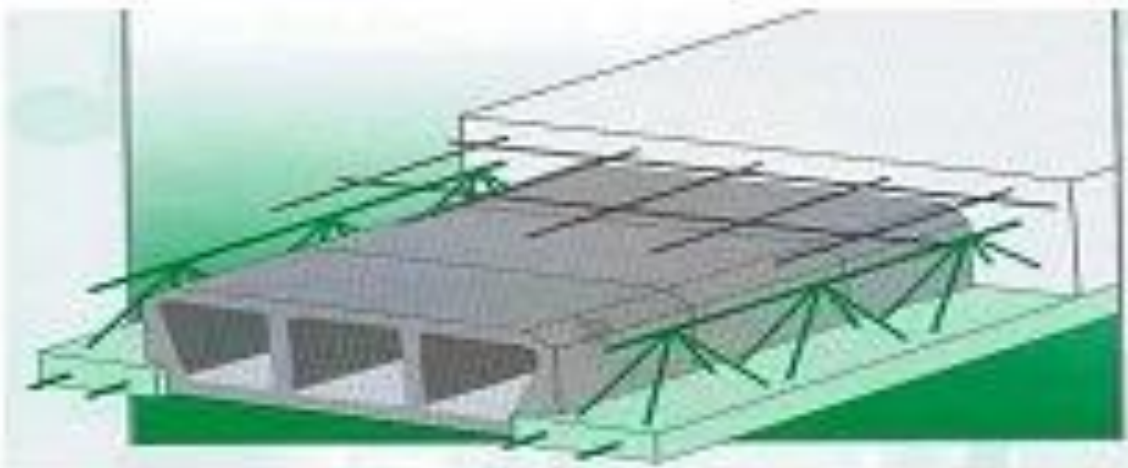
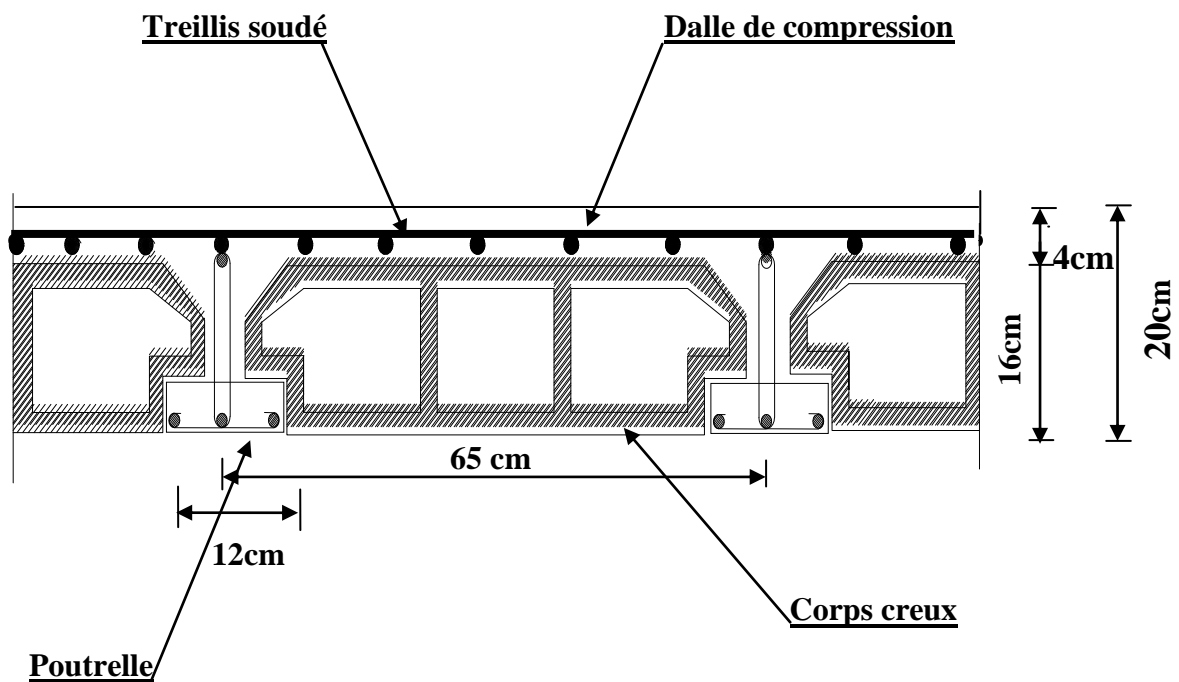


Fig.III.7.1.Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.7.1.Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé **TLE520** ($\phi \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

[BAEL91/B.6.8,423] : Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - **20 cm** pour les armatures \perp aux poutrelles.
 - **33 cm** pour les armatures // aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa.

Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Ferrailage de la dalle de compression :

Dans notre cas :

$$L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

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

Soit : **$5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

Avec un espacement $s_t = 20\text{cm}$.

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

Soit: **$5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de Compression un treillis soudé

(**TLE 520**) de dimension (**$5 \times 5 \times 200 \times 200$**) mm².

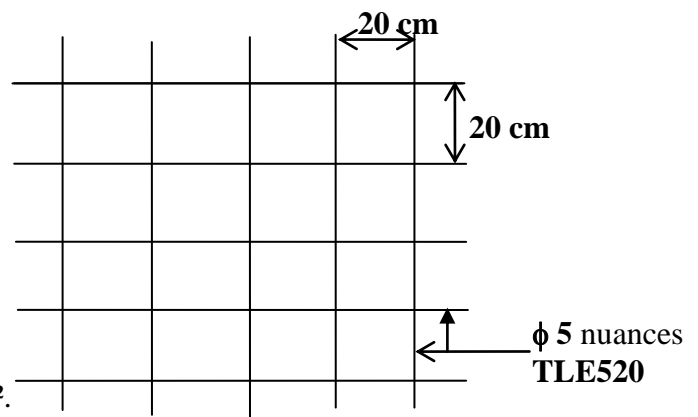


Figure.III.7.2.Treillis soudé de 20x20 cm

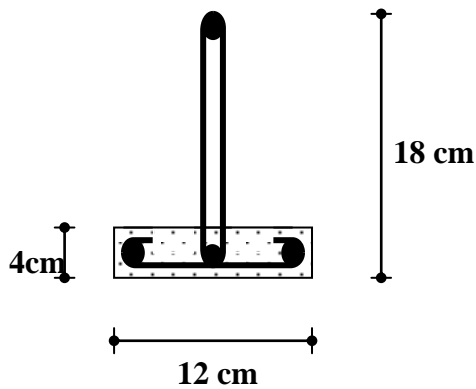


Figure.III.7.3.Poutrelle préfabriquée.

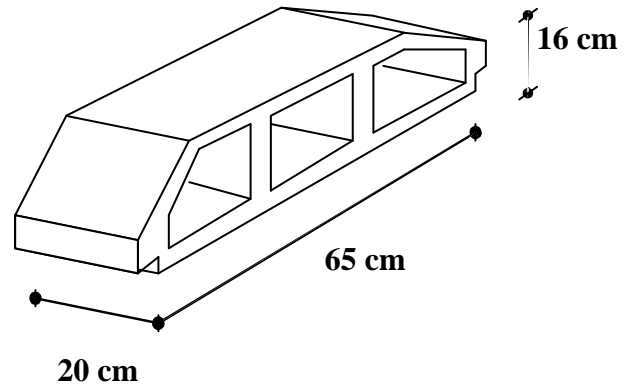


Figure.III.7.4.Corps creux.

III.7.2.Calcul des poutrelles :

Tous les planchers du bâtiment sont en corps creux associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la petite portée. Ces dernières possèdent des armatures d'attente qui seront liées à celle de la dalle de compression et des poutres.

a) Etape 1 : Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités . Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

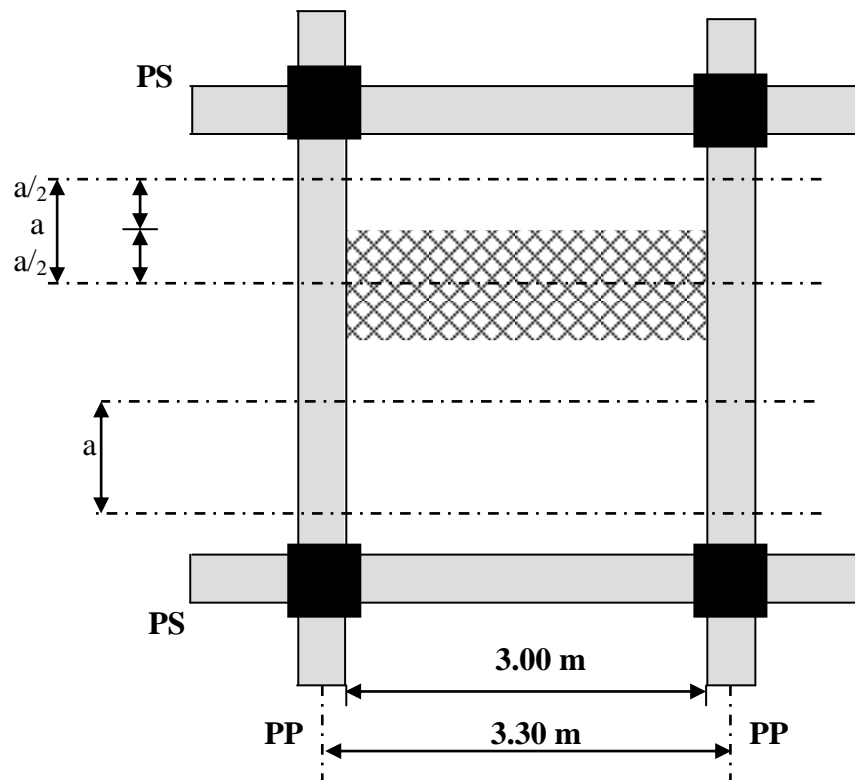
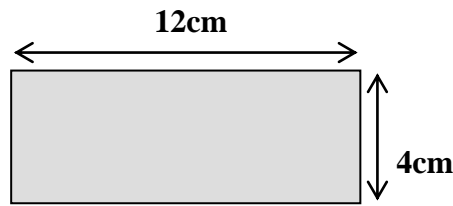


Figure.III.7.5

$a = 0,65 \text{ m}$: largeur du plancher repris par la poutrelle

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



- ▶ Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ m]}$
- ▶ Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/m]}$
- ▶ Surcharge due à l'ouvrier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ [KN/m]}$

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/m]}$

Charge d'exploitation : $Q = 0,65 \text{ [KN/m]}$

Calcul à L'E LU :

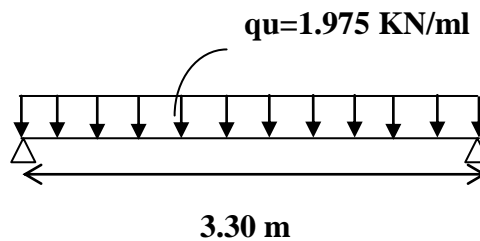


Figure.III.7.6.schéma statique de la poutrelle

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,62 + 0,12) + 1,5 (0,65) = 1,975 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée : (BAEL 91)

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,975 \times (3,30)^2}{8} = 2,69 \text{ KN.m}$$

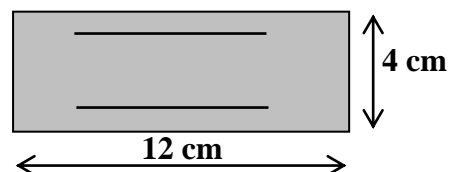
- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,975 \times 3,30}{2} = 3,26 \text{ KN}$$

- Ferrailage :

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

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



- Calcul de μ_b

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,69 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 3,95 \gg \mu_R = 0,392$$

$\mu_b \gg \mu_R \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On constate que la section nécessite des aciers comprimés, et comme la section du béton est très faible, on ne peut pas disposer convenablement ses armatures, on est alors obligé de prévoir un système d'étagage sur lequel va reposer la poutrelle avant d'entamer les travaux.

a) Etape 2 : Apres coulage de la dalle de compression (section en T) :

Dans ce cas, la dalle de compression et la poutrelle travaille comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives semi encastres, et les autres comme appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q .

Nous allons calculer la poutrelle du plancher de **sous-sol**, parce qu'elle est plus sollicité que celle de RDC, de la terrasse et d'étage courant, puis on adopte le même ferrailage pour les planchés.

➤ **Plancher de L'entre-sol :**

1. Dimensionnement de la poutrelle :

$$h = \left(\frac{L}{22,5} \right) = \frac{330}{22,5} = 14.66 \text{ cm}$$

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la poutrelle).

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression).

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

L_0 : la distance entre deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L = 3.20 \text{ cm}$$

(L : longueur de la plus grande travée).

$$D'où b_1 \leq \min(26.5 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

- Les charges et surcharges : La table supporte :

- Le poids propre du plancher : $G = 5,61 \times 0,65 = 3.646 \text{ KN/ml}$

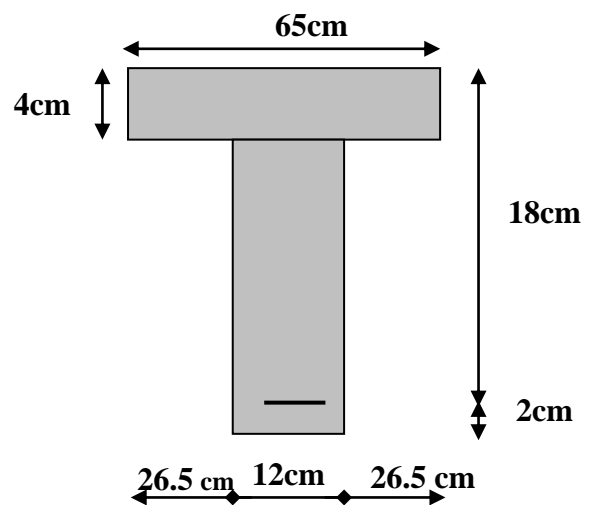


Figure.III.7.7.Détermination des paramètres.

- La surcharge d'exploitation : $Q = 4 \times 0,65 = 2,60 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,646) + 1,5 (2,60) = 8,82 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8,82 \text{ KN/ml}$$

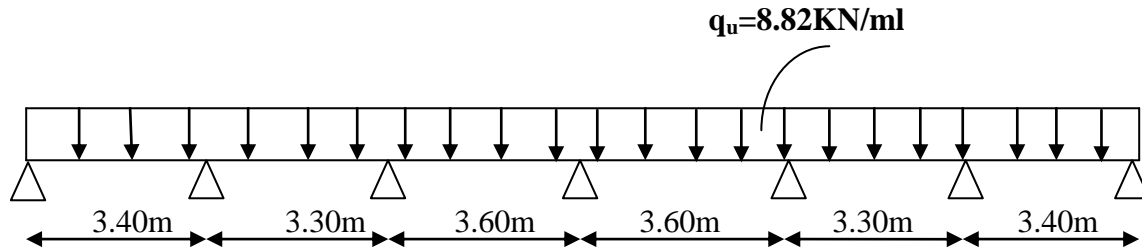


Figure.III.7.8. schéma statique de la poutrelle.

III.7.3. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles :

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

Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 91 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d'exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres, sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[BAE 99/ Art B.2 ,210]

Hypothèse 1 : La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN})$$

$$2G = 2 \times 3,646 = 7,292 \text{ KN}$$

$$Q = 2,60 < \min(7,292 ; 5) = 5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Hypothèse 2 : Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

\Rightarrow Condition vérifiée.

Hypothèse 3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{3,40}{3,30} = 1,03 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,30}{3,60} = 0,91 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,60}{3,60} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,60}{3,30} = 1,09 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \leq 1,25 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Hypothèse 4 : Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée. Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

b.Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4)

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

C.Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

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

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

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

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

d.Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.60}{2.60 + 3.646} = 0.416$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.416	1.125	0.562	0.662

✓ **Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis :**

La poutrelle de notre bâtiment comporte **6** travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous :

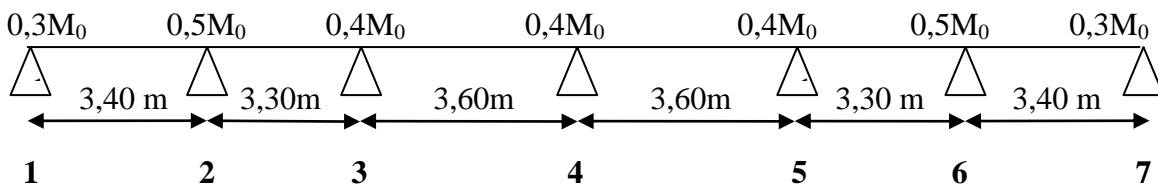


Figure .III.7.7. Coefficients forfaitaires sur appuis

e.Calcul des moments en travée en fonction de M_o

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_o : Moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

A.N. :

a) Travées de rive (1-2) et (6-7) :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,725M_o \\ M_t \geq 0,662M_o \end{cases}$$

b) Travées intermédiaires (2-3) et (5-6) :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,675M_o \\ M_t \geq 0,562M_o \end{cases}$$

c) Travée intermédiaire (3-4) ,(4-5) :

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t \geq 0,725M_o \\ M_t \geq 0,562M_o \end{cases}$$

Diagramme final des moments fléchissant :

➤ **Moments en travées :**

a) Travées (1-2) et (6-7) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,82 \times 3,40^2}{8} = 12,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = 0,725M_o = 0,725 \times 12,75 = 9,24 \text{ KN.m}$$

b) Travées (2-3) et (5-6) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,82 \times 3,30^2}{8} = 12,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 0,675M_o = 0,675 \times 12,01 = 8,10 \text{ KN.m}$$

c) Travée (3-4) et (4-5) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,82 \times 3,60^2}{8} = 14,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 0,725M_o = 0,725 \times 14,29 = 10,36 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_{a1} = M_{a7} = 0,3M_{0,12} = 0,3 \times 12,75 = 3,825 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = M_{a6} = 0,5 \times \max(M_{0,12}; M_{0,23}) = 0,5M_{0,12} = 0,5 \times 12,75 = 6,375 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = M_{a5} = 0,4 \times \max(M_{0,23}; M_{0,34}) = 0,4M_{0,34} = 0,4 \times 14,29 = 5,716 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,4 \max(M_{0,34}; M_{0,45}) = 0,4 \times 14,29 = 5,716 \text{ KN.m}$$

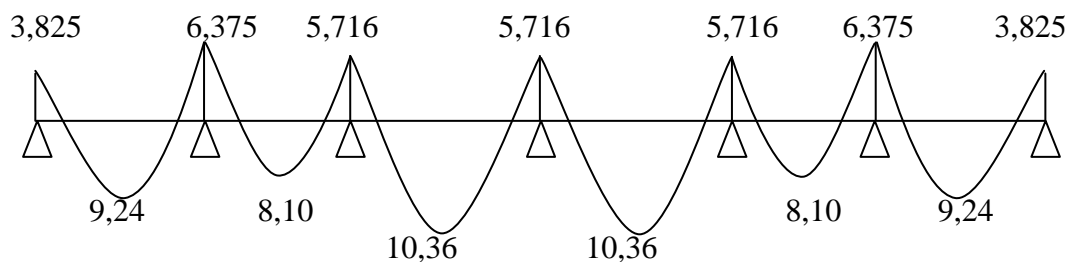


Figure III.7.8. Diagramme des moments fléchissant en [KN.m]

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

M_i ; M_{i+1} : moments aux appuis i et (i+1), à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{q \cdot Li}{2} - q \cdot x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q \cdot Li}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

L'effort tranchant aux appuis i et (i+1) :

$$T_i = T(x = 0) = \frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

$$T_{i+1} = T(x = Li) = -\frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

Li : La portée de la travée

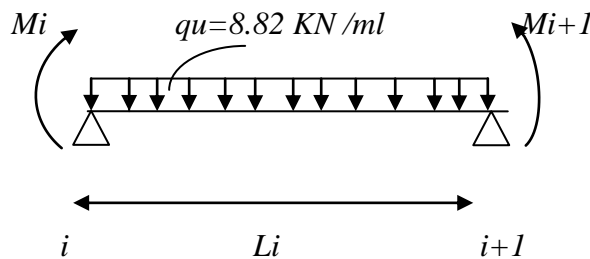


Figure III.7.9

• travée (1-2) :

Appuis1 :

$$T_1 = \frac{q_u \cdot l_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_1 = \frac{8,82 \times 3,40}{2} - \frac{6,375 - 3,825}{3,40}$$

$$T_1 = 14.24 \text{ KN}$$

Appui 2 :

$$T_2 = -\frac{q_u \cdot l_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = -\frac{8,82 \times 3,40}{2} - \frac{6,375 - 3,825}{3,40}$$

$$T_2 = -15.74 \text{ KN}$$

- Travée (2-3):

Appuis 2 :

$$T_2 = \frac{q_u \cdot l_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_2 = \frac{8,82 \times 3,30}{2} - \frac{5,716 - 6,375}{3,30}$$

$$T_2 = 14,75 \text{ KN}$$

Appuis 3:

$$T_3 = -\frac{q_u \cdot l_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_3 = -\frac{8,82 \times 3,30}{2} - \frac{5,716 - 6,375}{3,30}$$

$$T_3 = -14,35 \text{ KN}$$

- Travée (3-4):

Appuis 3 :

$$T_3 = \frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_3 = \frac{8,82 \times 3,60}{2} - \frac{5,716 - 5,716}{3,60}$$

$$T_3 = 15,88 \text{ KN}$$

Appuis 4 :

$$T_4 = -\frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_4 = -\frac{8,82 \times 3,60}{2} - \frac{5,716 - 5,716}{3,60}$$

$$T_4 = -15,88 \text{ KN}$$

- Travée (4-5):

Appuis 4 :

$$T_4 = \frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_4 = \frac{8,82 \times 3,60}{2} - \frac{5,716 - 5,716}{3,60}$$

$$T_4 = 15,88 \text{ KN}$$

Appuis 5 :

$$T_5 = -\frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_5 = -\frac{8,82 \times 3,60}{2} - \frac{5,716 - 5,716}{3,60}$$

$$T_5 = -15,88 \text{ KN}$$

• **Travée (5-6):**

Appuis 5 :

$$T_5 = \frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_5 = \frac{8,82 \times 3,30}{2} - \frac{6,375 - 5,716}{3,30}$$

$$T_5 = 14,35 \text{ KN}$$

Appuis 6 :

$$T_6 = -\frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_6 = -\frac{8,82 \times 3,30}{2} - \frac{6,375 - 5,716}{3,30}$$

$$T_6 = -14,75 \text{ KN}$$

• **Travée (6-7):**

Appuis 6 :

$$T_6 = \frac{q_u \cdot l_{6-7}}{2} - \frac{M_7 - M_6}{L_{6-7}}$$

$$T_6 = \frac{8,82 \times 3,40}{2} - \frac{3,825 - 6,375}{3,40}$$

$$T_6 = 15,74 \text{ KN}$$

Appuis 7 :

$$T_7 = -\frac{q_u \cdot l_{6-7}}{2} - \frac{M_7 - M_6}{L_{6-7}}$$

$$T_7 = -\frac{8,82 \times 3,40}{2} - \frac{3,825 - 6,375}{3,40}$$

$$T_7 = -14,24 \text{ KN}$$

T(KN)

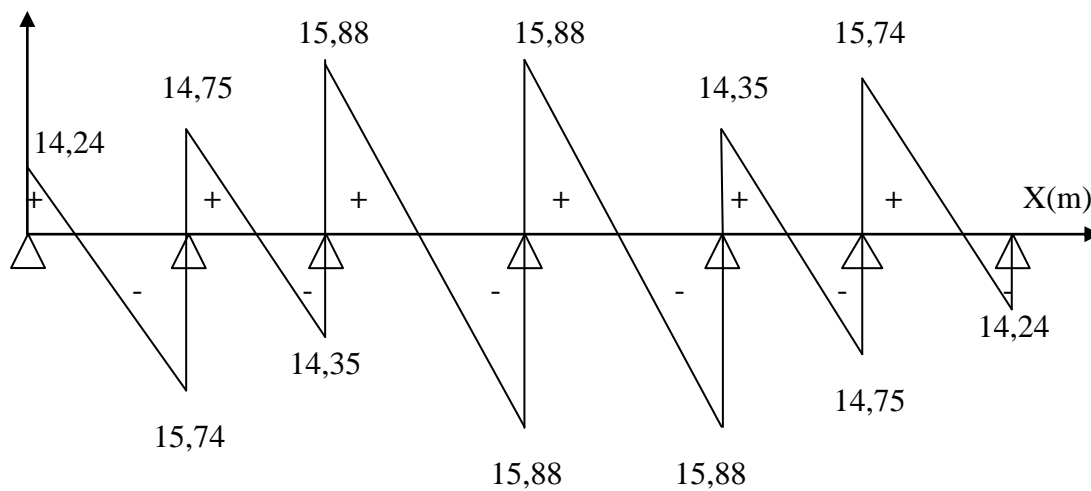


Figure III.7.10. Diagramme des efforts tranchant [KN]

III.7.4. Calcul des armatures (à L'ELU) :

$$h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

Le ferrailage se fera à L'ELU, on adoptera les moments

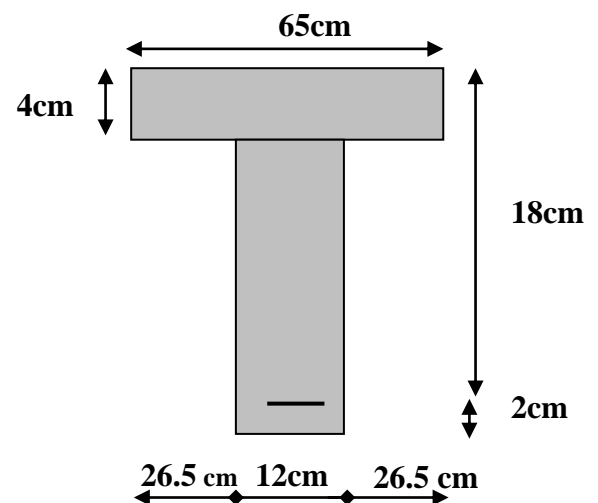


Figure III.7.11. Présentation des paramètres

Maximum en travée et sur appui :

$$M_{t_{max}} = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{max}} = 6,375 \text{ KN.m}$$

◆ Armatures longitudinales

• En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, une partie de

la dalle de compression en considérant le moment maximal :

$$M_t = 10.36 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 > M_t = 10.36 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, elle est partiellement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$, car le béton tendu est négligeable $b \times h$ (65×20).

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.36}{14.2 \times (0.18)^2 \cdot 0.65 \times 10^3} = 0.035 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ L a section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.035 \xrightarrow{\text{Tab(ELU)}} \beta = 0.9825$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.9825 \times 18 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{2HA12} \Rightarrow A_T = 2.26 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.375}{14.2 \times 10^3 \times 0.12 \times (0.18)^2} = 0.115 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ L a section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.115 \xrightarrow{\hspace{2cm}} \beta = 0.9385$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.375 \times 10^3}{0.9385 \times 18 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{Aa = 2HA12} \Rightarrow A_T = 2.26 \text{ cm}^2$$

◆ **Armatures transversales : [BAEL 91 Art 7.2, 2]**

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 la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b_o}{10} ; \phi_{t \max} ; \frac{h}{35} \right) \text{ avec : } \phi_t : \text{ diamètre des armatures transversales.}$$

$$b_o = 12 \text{ cm} : \text{ largeur de la section.}$$

$h = 20 \text{ cm}$: hauteur de la section.

$\phi_{\ell \max} = 1,2 \text{ cm}$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

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

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$At = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espaceur entre les étriers est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 27,42 \text{ cm})$$

$S_t = 16,2 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \times b_0} = \frac{0,56 \times 235}{16,2 \times 12} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ sur $l' = 2h = 40 \text{ cm}$ à partir de 5 cm du nu d'appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

	$M_u(\text{KN} \cdot \text{m})$	μ_b	β	$A_{\text{Scalculée}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptés}}$	Section adoptée (cm^2)
appuis	6,375	0,115	0,9385	1,08	2HA12	2.26
travée	10,36	0,035	0,9825	1,68	2HA12	2.26

Armatures transversal :

ϕ_t calculé	Section total A_t (cm^2)	Espaceur en travée (cm)	Espaceur nu d'appui (cm)
$\phi 6$	$2 \phi 6 = 0,56$	15	10

N.B :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en **T12** sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en T12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

Les dimensions de ces chapeaux dépendent de la longueur de recouvrement (appuis intermédiaire) qui dépend à son tour de la longueur de scellement et l'espacement entre les barres :

$$- \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,4 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$- f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

- $\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

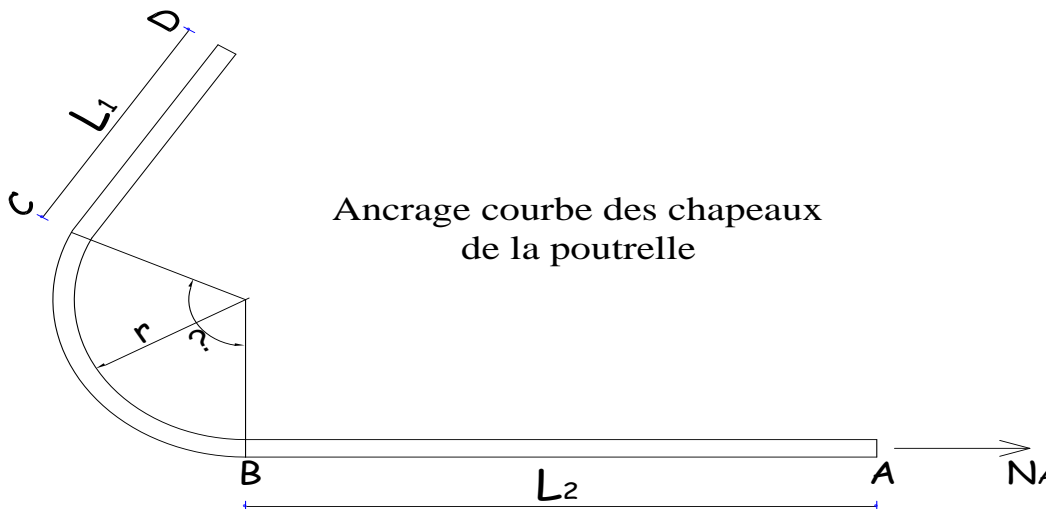
- $\psi_s = 1$ pour les ronds lisses.

Puisque l'espacement entre les barres étant nul, donc $\ell_r = \ell_s \approx 50 \text{ cm}$

- Chapeaux sans crochets $\ell = 2\ell_r + 10 = 110 \text{ cm}$.

- Chapeaux avec crochet :

On adoptera un ancrage à 110° pour éviter l'éclatement du béton vers l'extérieur sous la poussée au vide avec un longueur $L_1 = 6 \text{ cm}$ et $L_2 = 20,8 \text{ cm}$



◆ **Les vérifications :**

► **Vérification de la condition de non fragilité du béton : [BAEL 91 Art 4.2. 1]**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile, si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur $\ll b \gg$ armée d'une section $\ll A_s \gg$ cette condition s'exprime par :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

- En travée $A_t = 2.26m^2 > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée

- En appui $A_A = 2.26cm^2 > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée

► **Vérification de la contrainte tangentielle : [BAEL 91 Art 5.12, 11]**

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

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

$$V_u^{max} = T_u = 15,88 \text{ KN} \quad V_u^{max} : \text{Effort tranchant maximal}$$

$$\tau_u = \frac{15,88 \times 10}{12 \times 18} = 0,735 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,735 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

► **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

[BAEL 91 /Art A .5.1.313] :

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de pression dans la bielle d'about.

a) **Influence sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq (b_o \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) / 2$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

A.N :

$$V_u = 15,88 \text{ KN} \leq b_o \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} / 2 = 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129,76 \text{ KN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

► **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [Art A.5.1, B.A.E.L 91]**

► **Vérification de contrainte d'adhérence à l'entraînement des barres :**

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Barres de même diamètre alors τ_{se} devient

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \times \sum \mu_i} = \frac{15,88 \times 10}{0,9 \times 18 \times (3,14 \times 1,2)} = 2,60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour l'acier HA.

$\sum \mu_i$: Périmètre des aciers.

$$\tau_{se} = 2,60 \leq \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures ne risquent pas de glisser dans le béton

► vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

La longueur de scellement droit est donnée par le [BAEL91 :Art6.1.23] :

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

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,2 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$\psi_s = 1$ Pour les ronds lisses.

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

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

III.7.5. Calcul à ELS :

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 $\left(\frac{q_s}{q_u} \right)$.

$$q_s = G + Q = (3,646 + 2,60) \times 0,65 = 4,06 \text{ KN / ml.}$$

$$q_u = 4,06 \text{ KN / ml}$$

$$\left(\frac{q_s}{q_u} \right) = \frac{4,06}{8,82} = 0,460$$

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme du moment fléchissant suivant

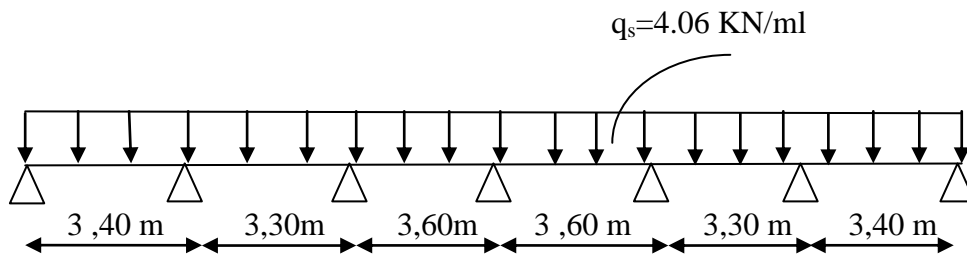


Figure III.7.12. schéma statique de la poutrelle

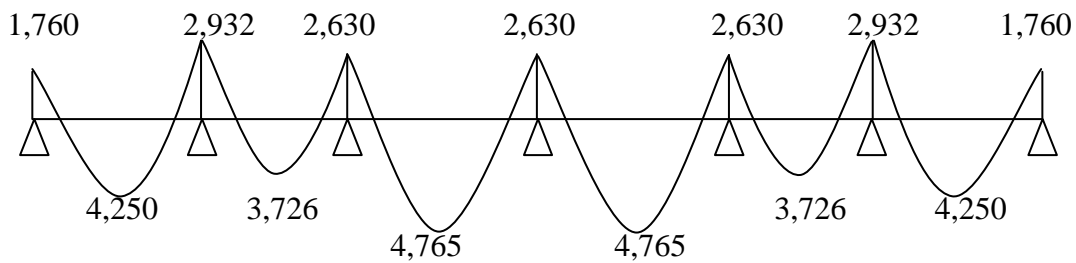


Figure III.7.13. Diagramme des moments fléchissant en [kN.m]

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

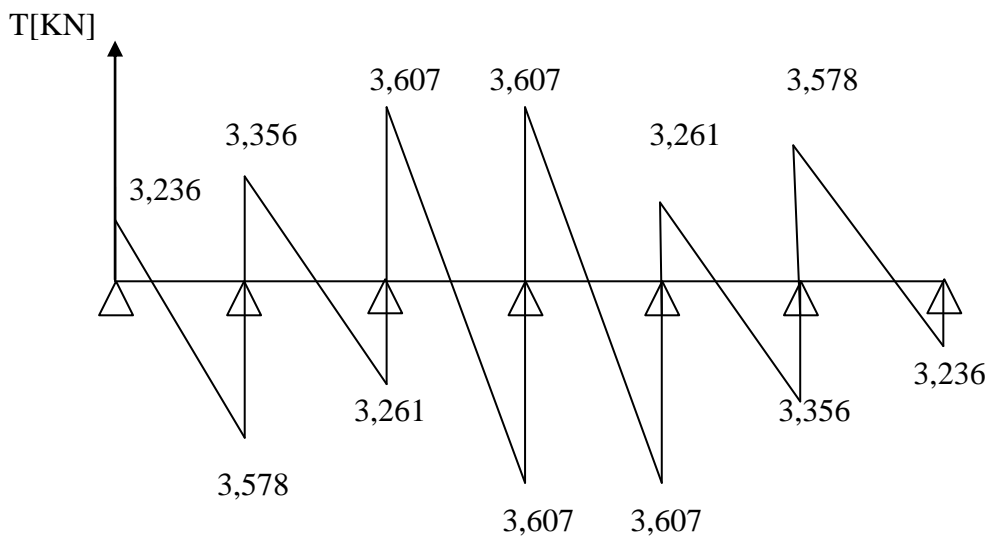


Figure .III.7.14. Diagramme des efforts tranchants en [kN]

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite des fissures.

► **Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5.2]**

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Section rectangulaire soumise à la flexion simple \Rightarrow condition vérifiée
- b) Nuance de l'acier feE400 \Rightarrow condition vérifiée
- c) si :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **En travée :**

$$M_s^t = 4,765 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_u^t = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_s^t} = \frac{10,36}{4,765} = 2,174$$

On a $\mu = 0,035$; $\alpha = 0,04455$; Donc $\alpha = 0,04455 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,837 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$M_s^a = 2,932 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_u^a = 6,375 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{6,375}{2,932} = 2,174$$

Si la condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc pas de vérification pour σ_{bc}

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,837$$

On a $\mu = 0,115$; $\alpha = 0,1531$

Donc $\alpha = 0,1531 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,837 \Rightarrow$ Condition vérifiée

► **Etat limite de déformation :**

Les règles de (Art.6.5.2.BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à L'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (h = 20 cm).

L : Longueur libre de la plus grande travée (Portée entre nus d'appuis) .

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_s^t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

b : : largeur de la table de compression

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : Largeur de la nervure

Vérification

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad L = 360 \text{ cm} ; \quad A_{\text{utr}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 4.765 \text{ KN m} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.06 \times 3.60^2}{8} = 6.58 \text{ KNm}$$

$$q_s = 4.06 \text{ KN/m.}$$

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = 0.055 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4.765}{10 \times 6.58} = 0.072 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \quad \frac{A}{b.d} = \frac{2.70}{100 \times 15} = 0.0018 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

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

Avec :

M_t^s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

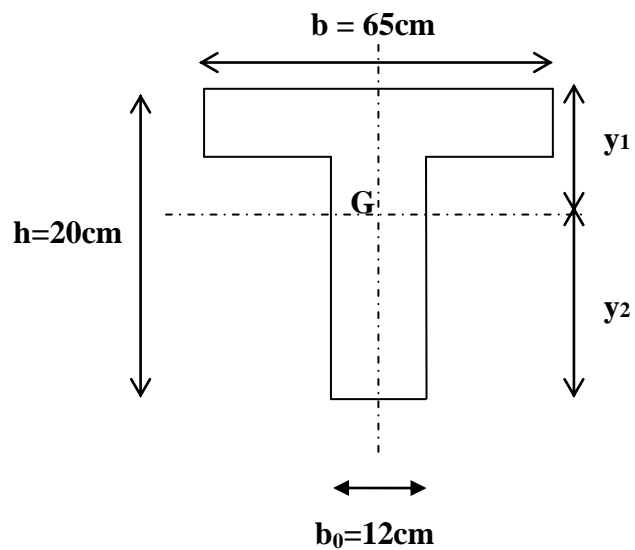
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m.

(BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$



Calcul du moment d'inertie I_0 :

Position du centre de gravité

$$y_1 = \frac{S_{.xx}}{B_0}$$

Avec : A_t : Section d'armatures tendues.

B_0 : Section du béton.

$S_{.xx}$: Moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravite de la section.

$$B_0 = h_0(b - b_0) + b_0 h + nA_t = (65 - 12) \times 4 + 12 \times 20 + 15 \times 2.70 = 492.50 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times 20/2 + (65 - 12) \times 4 \times 4/2 + 15 \times 2.70 = 2864.50 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2864.50}{492.50} = 5.82 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 5.82 = 14.18 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (5.82^3 + 14.18^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(5.82 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.70 (14.18 - 2)^2$$

$$I_0 = 21295.24 \text{ cm}^4$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armature).

$$\rho_1 = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.0125 \rightarrow \beta_1 = 0.9405$$

♦ La contrainte dans les aciers tendues est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{4.765 \times 10^3}{0.9405 \times 18 \times 2.70} = 104.25 \text{ MPa}$$

♦ Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0125} = 1.32$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.50 ; 0 \} = 0.50$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 21295.24}{1 + 1.32 \times 0.50} = 14111.30 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

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

$$f = \frac{4.765 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818.86 \times 14111.30 \times 10^4} = 4.045 \text{ mm}$$

$$f = 4.045 \text{ mm} < \bar{f} = 7.20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

III.7.6.ferraillage :

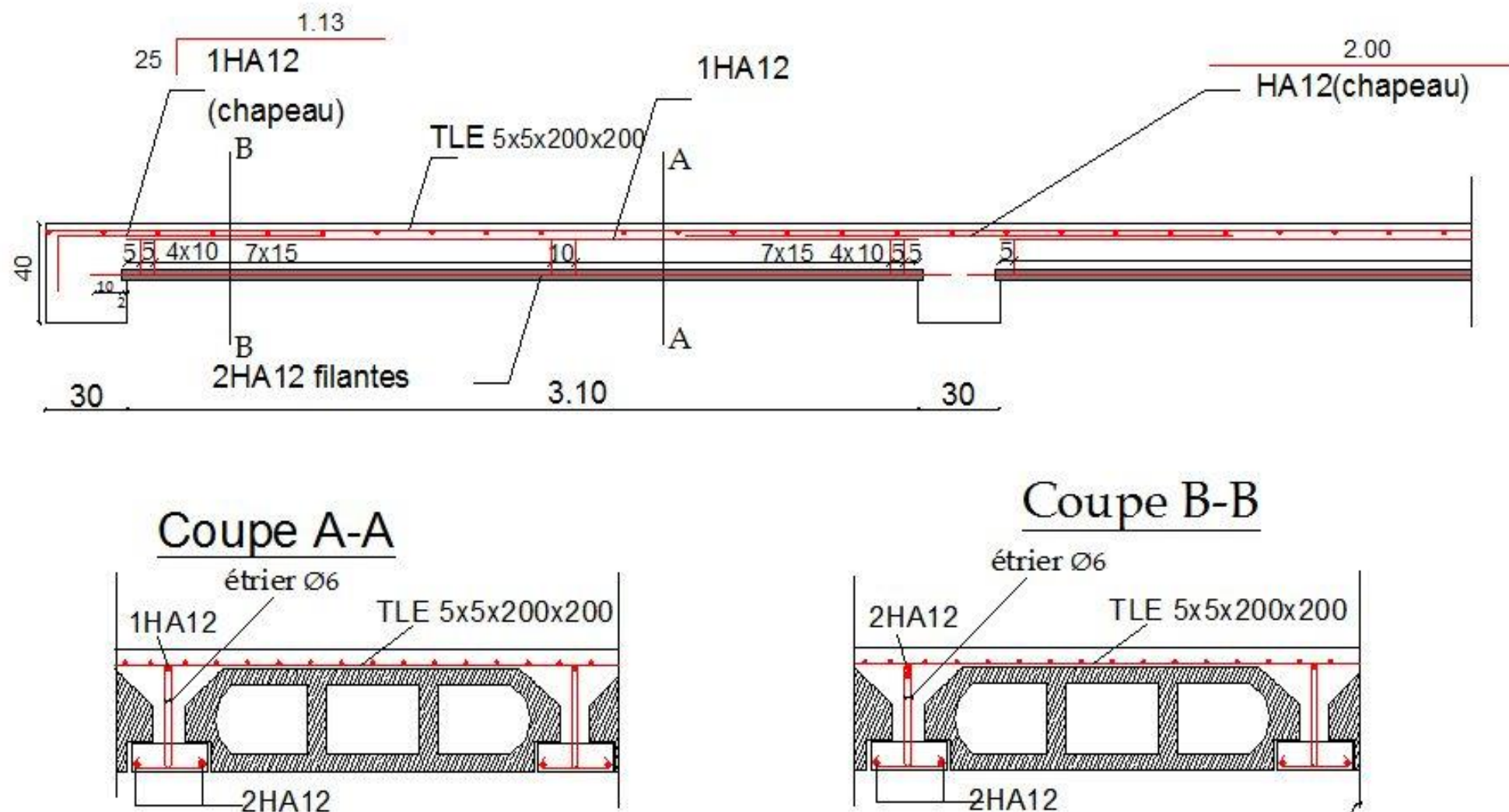


Fig.III.7.15. Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.8.Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :

III.8.1.introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seul cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, pouvant chargée 6 personnes de 5.7KN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

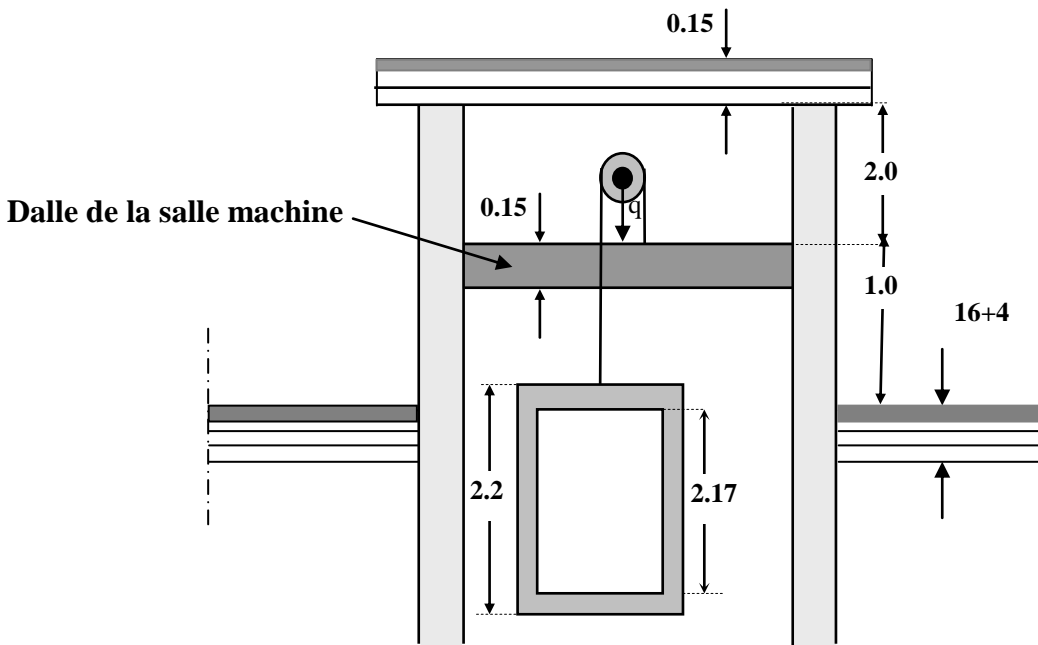


Fig.III.8.1.Schéma de l'ascenseur

III.8.2.Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{l_y}{30} = \frac{1.90}{30} = 6.33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

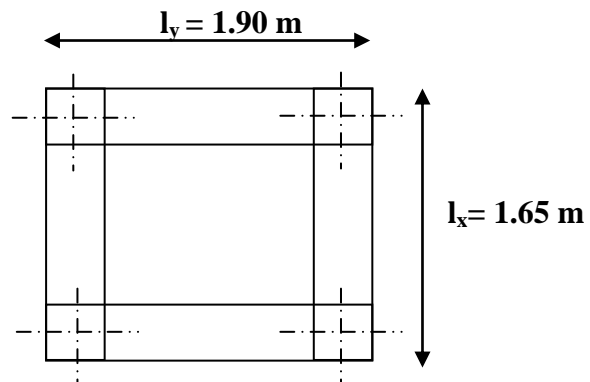


Fig.III.8.2

• Calcul de la dalle :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

U et V sont les côtés du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

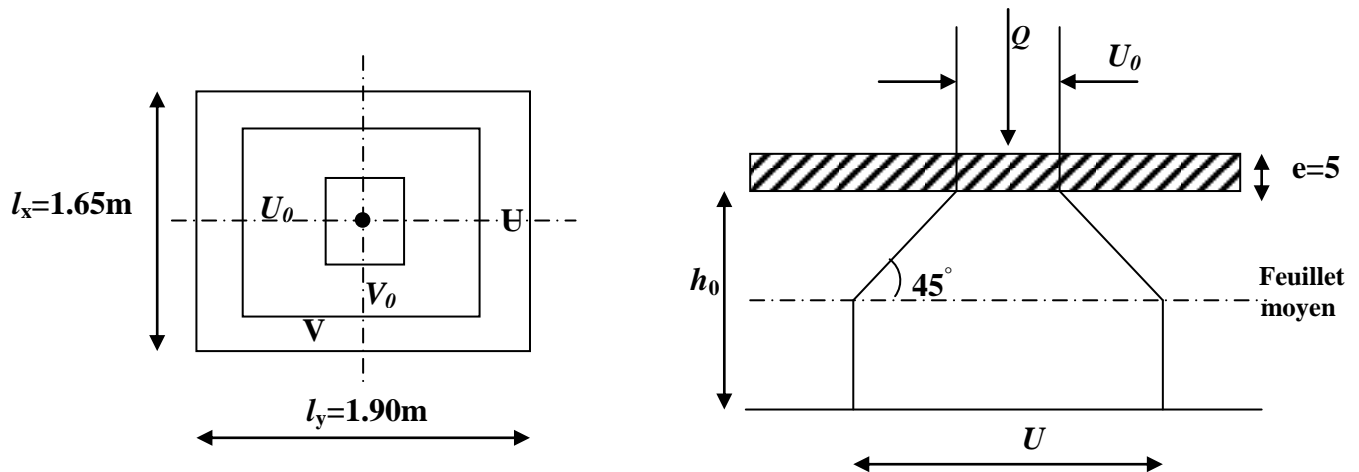


Fig.III.8.3. Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.90} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a:

(U₀ x V₀) : surface de contact

(U x V) : surface d'impacte au niveau du feuillet moyen

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke + h_0 \\ V = V_0 + 2Ke + h_0 \end{cases}$$

Avec:

- Q : intensité de la charge concentrée.
- U₀=V₀=100cm (une bande de 1m×1m).
- h₀ : épaisseur de la dalle pleine.
- e : épaisseur du revêtement e=5cm.
- K : revêtement aussi solide que le béton K=2

$$\begin{cases} U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ Donc U = V.

III.8.3. Détermination des sollicitations :

➤ **A l'ELU :**

- système de charge : $p_u = 1.35p = 1.35 \times 57 = 76.95 \text{KN}$. charge concentrée du système.
- dalle en béton armé + revêtement : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{KN/m}^2$
 $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$.

Donc : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.5) = 8.80 \text{KN/ml}$

$q_u = 8.8 \text{KN/ml}$

➤ **A l'ELS :**

- système de levage : $p_s = 57 \text{KN}$
 $q_s = (4.85 + 1.5) \times 1 \text{m} = 6.35 \text{KN/ml}$

$q_s = 6.35 \text{KN/ml}$

III.8.4. Calcul les moments à l'ELU :

✓ **Evaluation des moments : M_{x1}, M_{y1} dû au système de levage :**

$$\begin{aligned} M_{x1} &= P_u \times (M_1 + \gamma M_2) \Rightarrow && \text{sens X - X} \\ M_{y1} &= P_u \times (M_2 + \gamma M_1) \Rightarrow && \text{sens Y - Y.} \end{aligned}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson

$\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.90} = 0.9 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{125}{165} = 0.75 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{125}{190} = 0.65 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.1415 \text{ et } M_2 = 0.1135$$

$\gamma = 0$ à (ELU)

$M_{x1} = P_u (M_1 + \gamma M_2) = 76.95 (0.1415 + 0 \times 0.1135) = 10.88 \text{KN.m}$

$M_{y1} = P_u (M_2 + \gamma M_1) = 76.95 (0.1135 + 0 \times 0.1415) = 8.74 \text{KN.m}$

✓ évaluation des moments M_{x2} , M_{y2} dû au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x, μ_y sont des coefficients déterminés à partir de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

$\rho = 0.9 \Rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.9 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0458$$

$$\mu_y = 0.778$$

$$M_{x2} = 0.0458 (8.8) \times 1.65^2 = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.778 (1.10) = 0.85 \text{ KN.m}$$

✓ Superposition des moments :

$$\checkmark M_{x \text{ total}} = M_{x1} + M_{x2} = 10.88 + 1.10 = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{y \text{ total}} = M_{y1} + M_{y2} = 8.74 + 0.85 = 9.60 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effet du semi-encastrement de cette dalle au niveau des voiles, les moments seront minorés par les coefficients : 0.85 en travées ; -0.3 aux appuis de rives et -0.5 au niveau des appuis intermédiaires.

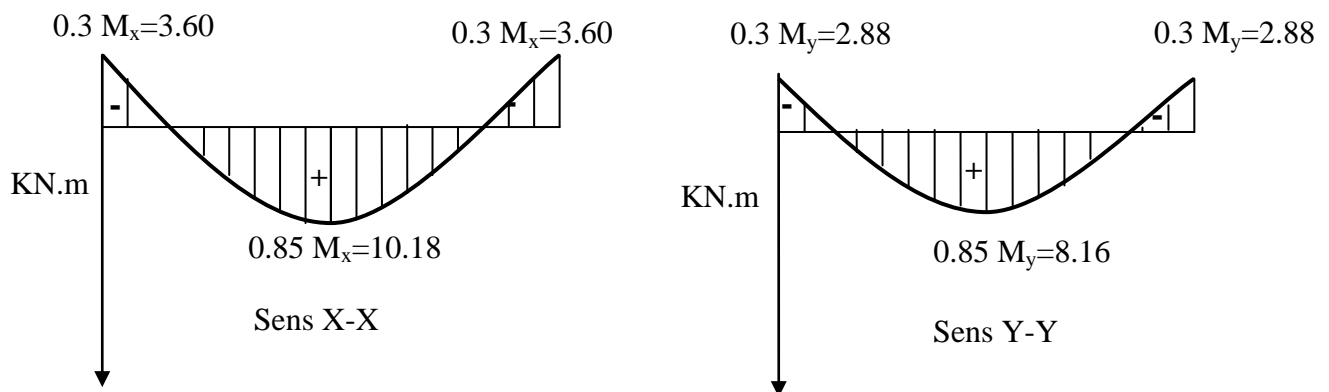


Fig.III.8.4. Diagramme des moments après correction

III.8.5. Ferrailage de la dalle de la salle machine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens.

Sens X-X :

- En travée : $M_{ut} = 10.18 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.18 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_u = 0.050 \quad \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$D'où A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.18 \times 10^6}{0.974 \times 120 \times 348} = 2.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour $5HA10/ml=3.92cm^2$ $S_t=20$ cm.

- Aux appuis :

$$M_{ua} = 3.60KN.m.$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2f_{bc}} = \frac{3.60 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_u = 0.0176 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_u = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$D'où A_{ua} = \frac{M_{ua}}{b.d\beta\sigma_{st}} = \frac{3.60 \times 10^6}{0.991 \times 120 \times 348} = 0.87cm^2$$

On opte pour $4HA10/ml = 3.14 cm^2$ avec : $S_t=25$ cm.

. Sens Y-Y :

- En travée : $M_{ut}=8.16$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b.d^2\sigma_{st}} = \frac{8.16 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu_u = 0.040 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_u = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$D'où A_{ut} = \frac{M_{ut}}{b.d.\sigma_{st}} = \frac{8.16 \times 10^6}{0.980 \times 120 \times 348} = 2.00cm^2$$

On opte pour : $4HA10/ml=3.14 cm^2$ avec $S_t=25$ cm.

- Aux appuis : $M_{ua}=2.88$ KN.m.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2f_{bc}} = \frac{2.88 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_u = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$D'où A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.88 \times 10^6}{0.993 \times 120 \times 348} = 0.70cm^2.$$

On opte pour : $5HA10/ml= 3.92cm^2$ $S_t=20$ cm.

III.8.6.Vérification à l'ELU :

- condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{min} = \frac{\rho_0 \cdot b \cdot h}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

avec $\rho_0=0.0008$ pour les aciers HAF400 .

A_{min} : Section minimale d'armatures.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15}{2} \left(3 - \frac{1.65}{1.90}\right) = 1.26 \text{ cm}^2.$$

Sens X-X :

- En travée : $A_{ut}=3.92 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_{ua}=3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y :

- En travée : $A_{ut}=3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_{ut}=3.92 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ diamètre maximum de barres (art A-7.21 BAEL91) :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

On a adopté des HA10

10mm < 15 mm Condition vérifiée.

✓ espacement des barres (BAEL91 modifié 99Art 8-2-42.) :

-Armature A_x/L_x : (direction principale)

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

$$S_t \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \} \quad S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures A_y/L_y : (direction secondaire)

$$S_t \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \} \quad S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ vérification au poinçonnement :((BAEL 91/Ar.A5.2.4.2).

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

avec

μ_c : périmètre du contour de l'air suivant lequel la charge agit dans le plan du feuillet moyen.

p_u : charge de calcul à l'ELU.

h : hauteur de la dalle

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 0.045 (5) 0.15 \frac{25}{1.5} 10^3 = 562.5 \text{ KN} \geq P_u = 76.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant est maximum au voisinage de la charge concentrée.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{bc}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

- Au milieu de u :

$$T_u = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{76.95}{3 \times 1.25} = 20.52 \text{ KN}$$

- Au milieu de v :

$$T_u = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{76.95}{3 \times 1.25} = 20.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.52 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.8.7. Calcul les moments à l'ELS :

- ✓ Evaluation des moments M_{x1}, M_{y1} dus au système de levage.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s (M_1 + vM_2) = 57(0.1415 + 0.2(0.1135)) \\ M_{y1} = P_s (M_2 + vM_1) = 57(0.1135 + 0.2(0.1415)) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 9.36 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8.08 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- ✓ Evaluation des moments M_{x2}, M_{y2} dûs au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.9 \Rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.9 \leq 1$$

$$\rho = 0.9, v = 0.2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0529. \\ \mu_y = 0.846. \end{cases}$$

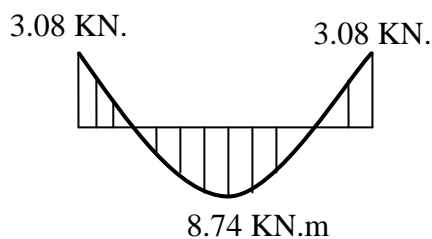
$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0529 (6.35) \times 1.65^2 = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.846 (0.92) = 0.78 \text{ KN.m.}$$

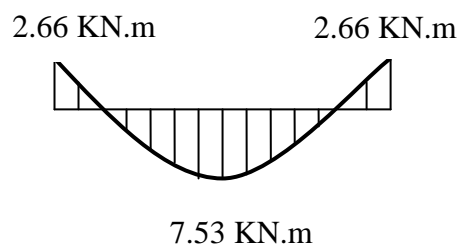
- ✓ Superposition des moments :

$$M_{xs} = M_{x1} + M_{x2} = 9.36 + 0.92 = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{y1} + M_{y2} = 8.08 + 0.78 = 8.86 \text{ KN.m}$$



Sens X-X



Sens Y-Y

Fig.III.8.5. Diagramme des moments après correction

III.8.8.Vérification à l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Il suffit de vérifier la condition suivante :

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

• **Suivant X-X :**

Sur appuis de rives :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.60}{3.08} = 1.17$$

$$\mu_u = 0.018 \Rightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.355$$

$$\alpha = 0.0227 < 0.355 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.18}{8.74} = 1.17$$

$$\mu_u = 0.050 \Rightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.335$$

$$\alpha = 0.0641 < 0.335 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Suivant Y-Y :**

Sur appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.88}{2.66} = 1.08$$

$$\mu_u = 0.014 \Rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$$

$$\alpha = 0.0176 < 0.29 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.16}{7.53} = 1.08$$

$$\mu_u = 0.040 \Rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29$$

$$\alpha = 0.0760 < 0.29 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$2) \quad \frac{A_x}{bd} \geq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée de la dalle continue 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

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

1)

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{125} = 0.12$$

$$\frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8.74}{20 \times 10.28} = 0.085$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.12 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = 0.085$$

.....condition vérifiée.

2)

$$\frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.0033$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0.0033 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

.....condition vérifiée.

III.8.9. Calcul des murs de la cage d'ascenseur :

Ils sont réalisés en béton armé 'avec un ferrailage minimum. On admet que la section est entièrement comprimée.

Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91}).$$

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

$$L=1.90\text{m} \quad , e=0.15 \text{ m} \quad , B=0.285\text{m}^2$$

1. Armatures verticales :

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A=4 \text{ cm}^2$$

$$0.2\% \leq 4 \times 10^{-4} / 0.285 = 0.0014 \leq 0.5\% \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}10=4.71\text{cm}^2 \quad , S_t=15\text{cm}$$

2. Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003

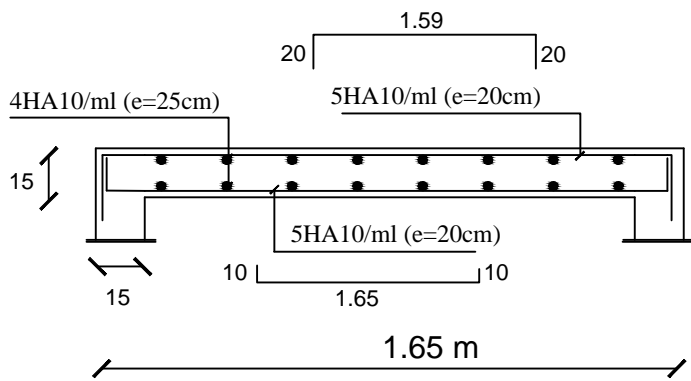
$$A_H > 0.15\% \cdot B = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad , S_t=15\text{cm}$$

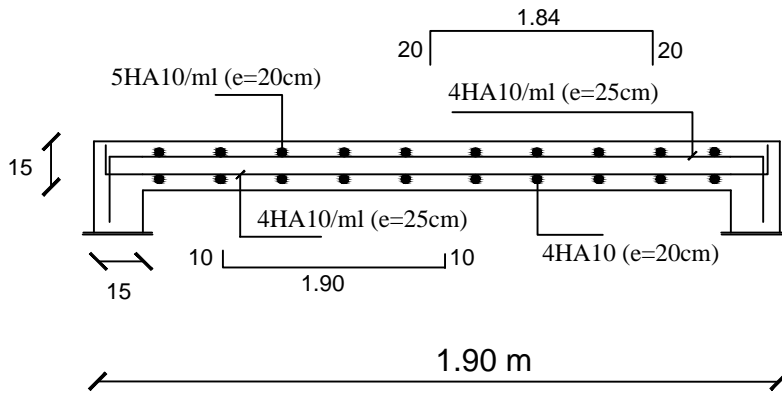
Armatures transversales :

(04) épingle au mètre carré soit HA8

Sens xx



Sens yy



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr DJEBRA Iounes
 Mr BABOU karim
 Mr AKLI nouridine

TITRE:
 Ferrailage de la dalle pleine
 de la salle machine

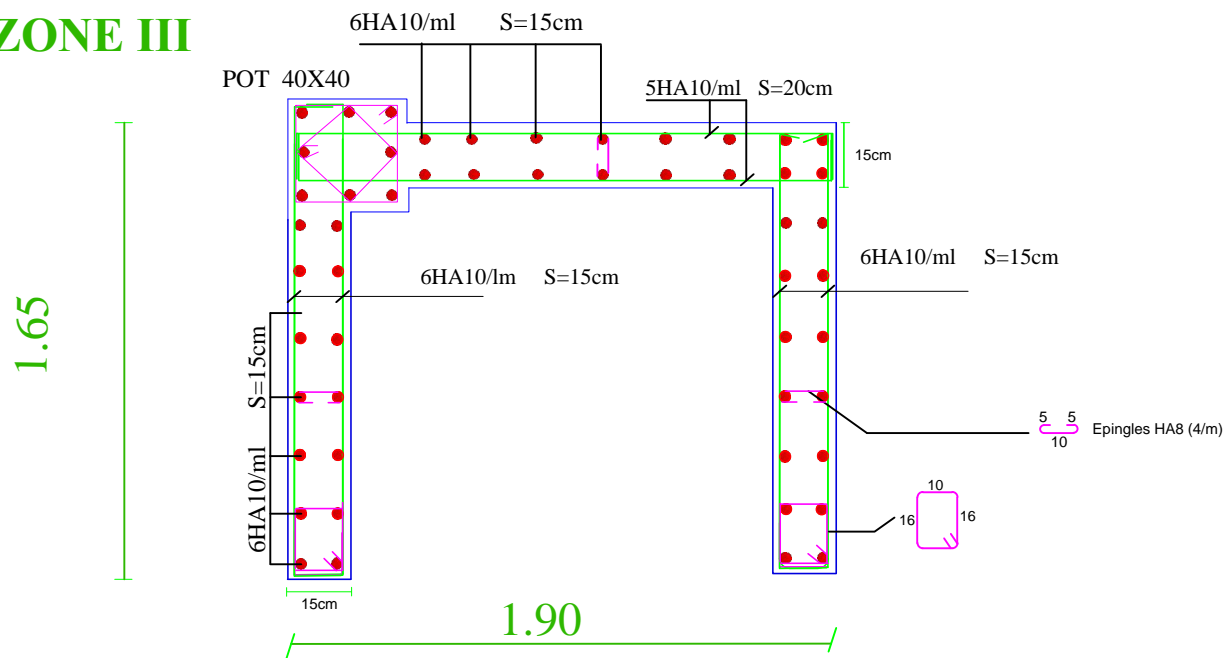
DIRIGE PAR :
 Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

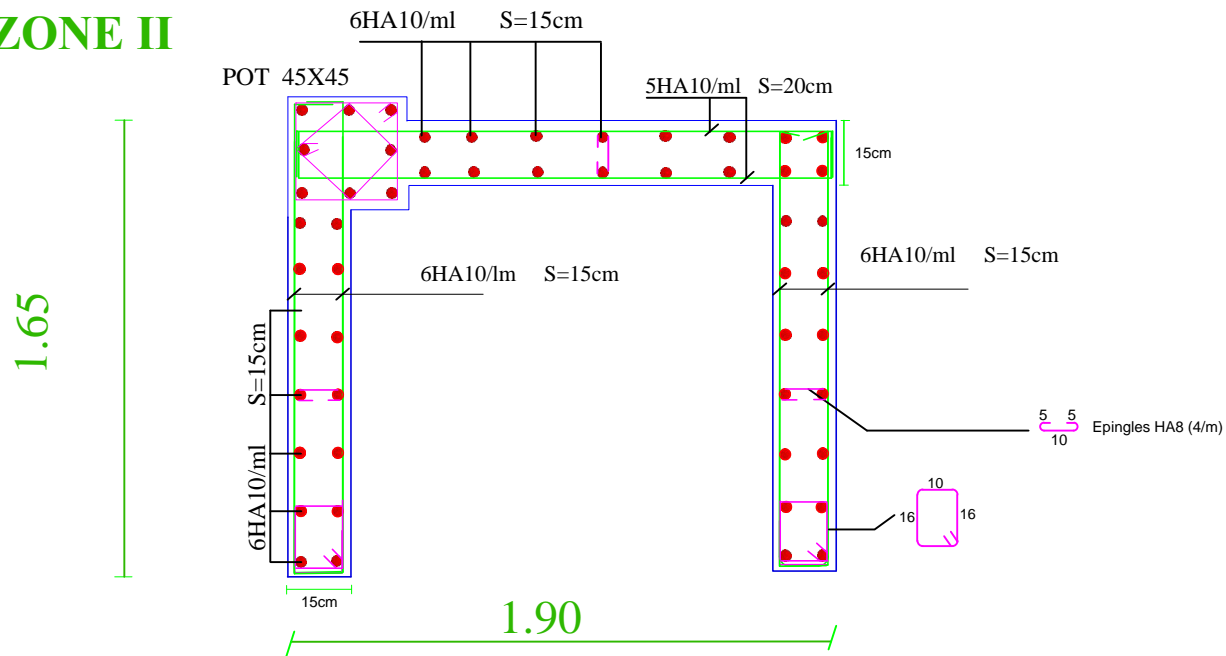
USCOP

ECHELLE

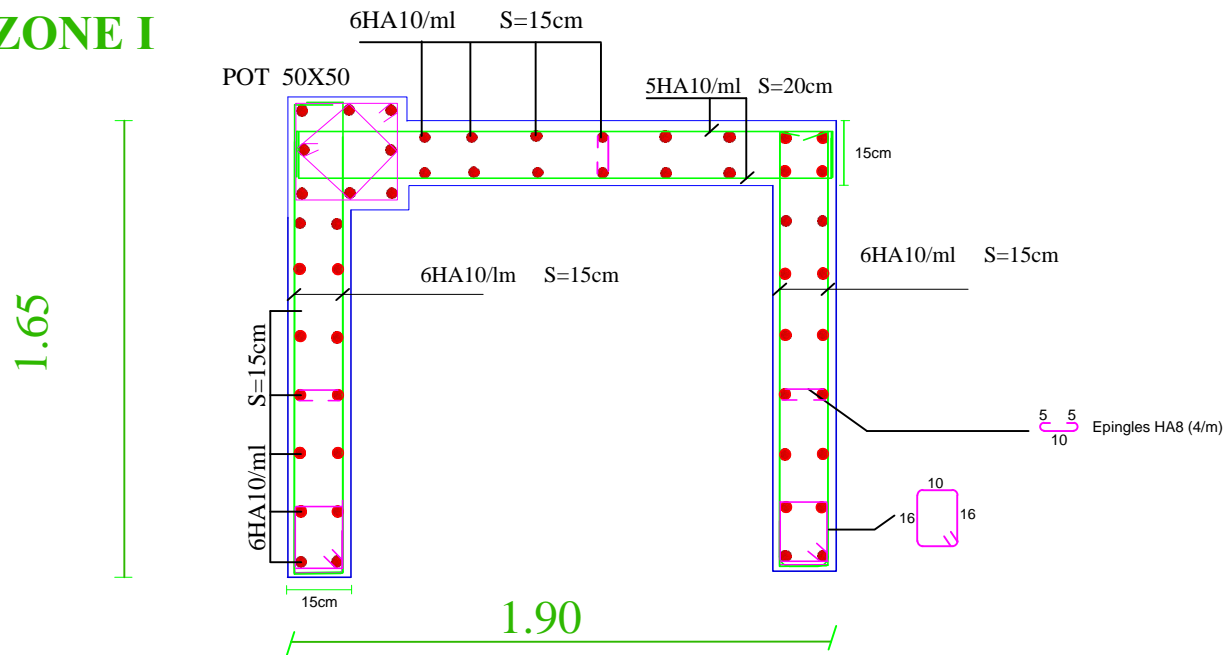
ZONE III



ZONE II



ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

ETUDIE PAR:
Mr Babou karim
Mr Djebra lounes
Mr Akli nourdine

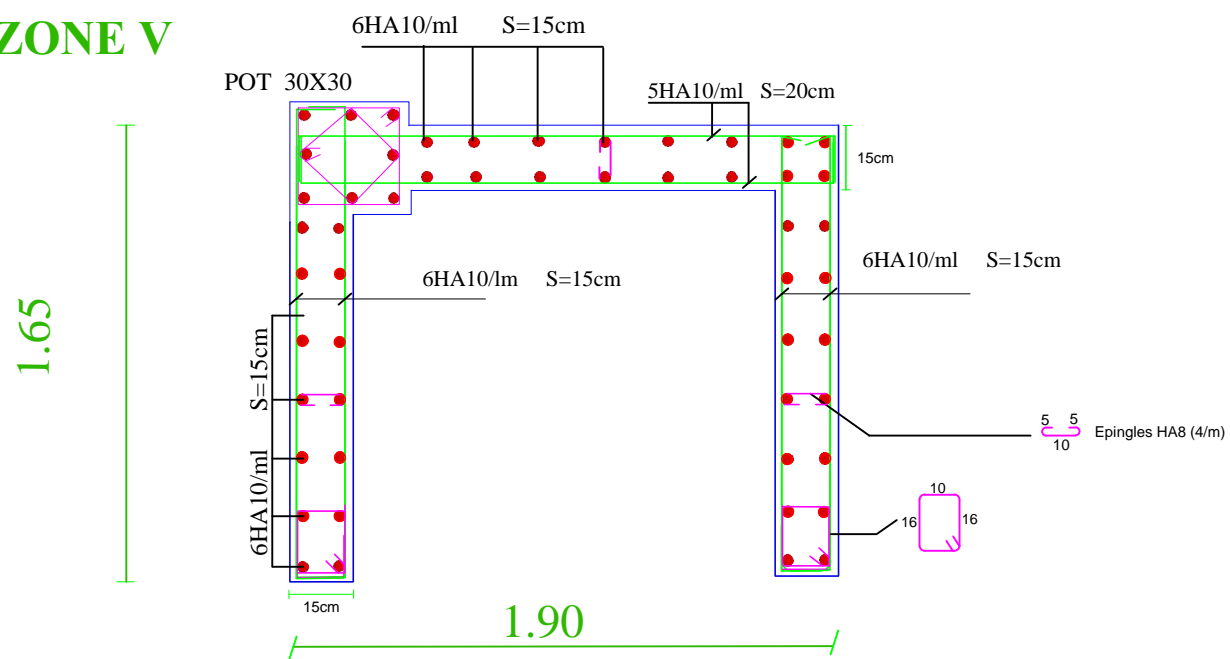
DIRIGE PAR:

MR:LABIOD

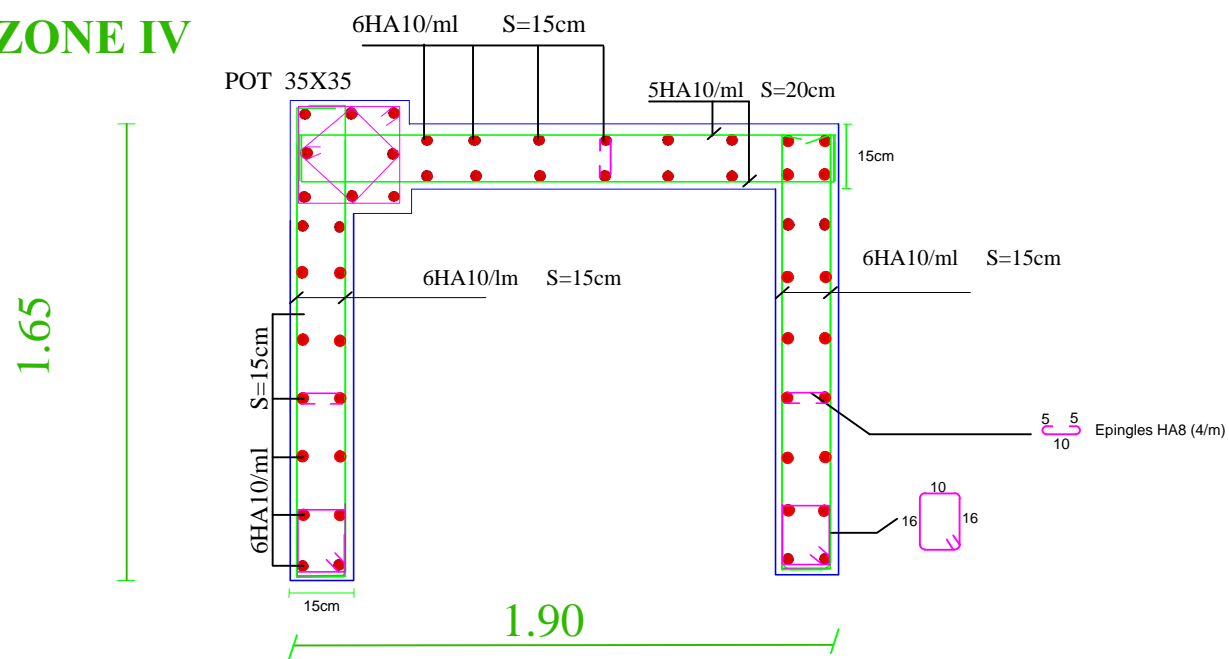
TITRE

ferrailage de l'ascenseur
zone I, II, III

ZONE V



ZONE IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

ETUDIE PAR:
Mr Babou karim
Mr Djebra lounes
Mr Akli nourdine

DIRIGE PAR:

MR:LABIOD

TITRE

ferraillage de l'ascenseur
Zone IV , V

CHAPITRE IV

Etude de Contrenvenement

IV : Etude de contreventement

IV.1.Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la Stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux ; le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refonds, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système poteaux poutres formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs présentant une grande rigidité à la flexion et la torsion.

Dans notre cas l'ossature de notre bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refonds, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refonds d'une part, et dans les portiques d'autres part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles et celle des portiques auxquels nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Caractéristiques géométriques des voiles :

IV.2.1 Etude des refonds :

1. Calcul des inerties :

- Les inerties des refonds pleins :

- Les refonds longitudinaux :

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \ll I_y$$

$$I_y \ll I_x (e \ll L) \Rightarrow I_y \text{ est négligeable devant } I_x$$

- Les refonds transversaux :

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y (e \ll L) \Rightarrow I_x \text{ est négligeable devant } I_y$$

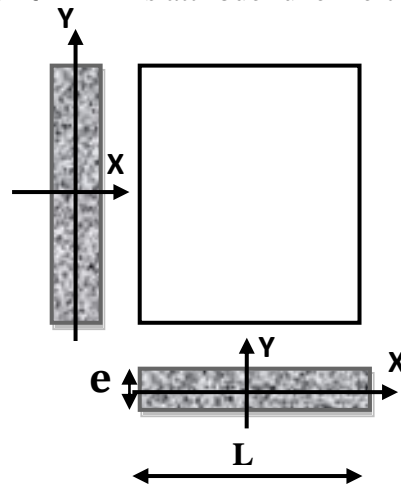
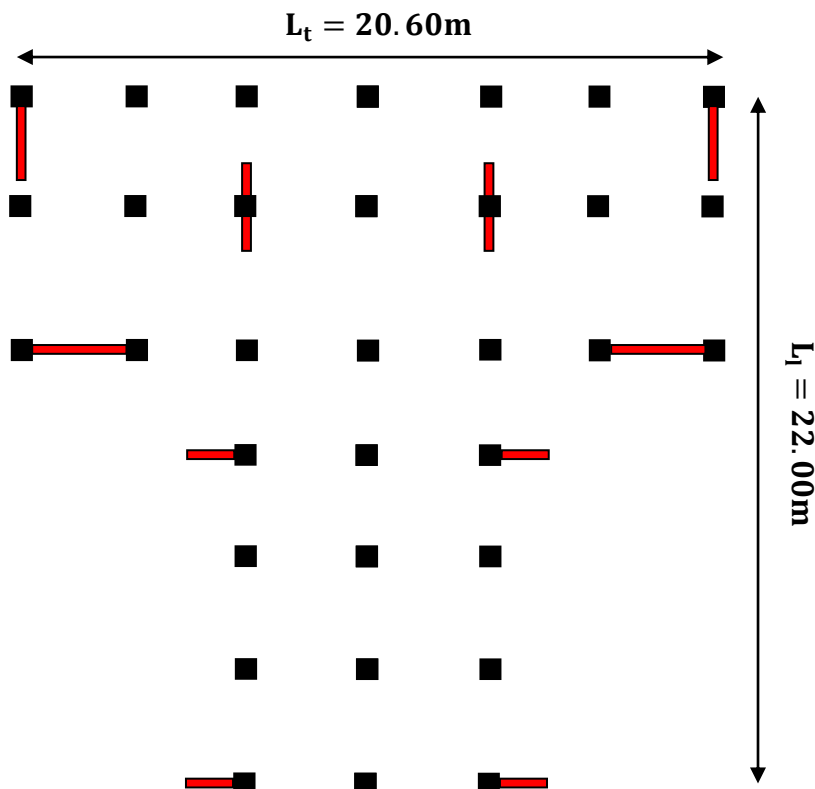


Figure IV.1 vu en plan et en coupe du voile.



Entre-Sol 1 au 8 ^{eme} étage	VOILE	h cm	L cm	e cm	I _x cm ⁴
	VT1	340	390	25	123581250
	VT2	340	390	25	123581250
	VT3	340	173	25	10786910.42
	VT4	340	173	25	10786910.42
	VT5	340	173	25	10786910.42
	VT6	340	173	25	10786910.42
	somme				290310141,70
		h cm	L cm	e cm	I _x cm ⁴
	VL1	340	370	25	105527083.30
	VL2	340	370	25	105527083.30
	VL3	340	296	25	54029866.67
	VL4	340	296	25	54029866.67
	somme	/	/	/	319113899.90
	Entre-Sol 2		h cm	L cm	e cm
VT3		340	173	25	10786910.42
VT4		340	173	25	10786910.42
VT5		340	173	25	10786910.42
VT6		340	173	25	10786910.42
somme		/	/	/	43147641.68
VL5		340	365	25	101306510.40
VL6		340	365	25	101306510.40
VL7		340	340	25	81883333.33
VL8		340	340	25	81883333.33
VL9		340	325	25	71516927.08
somme		/	/	/	437896614.50

IV.3.Calcul de l'inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Notre but c'est de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, donc on utilise la méthode des approximations successives.

Cette méthode nous ramène à calculer le déplacement des portiques au droit de chaque niveau pour déterminer leurs inerties fictives sous l'effet d'une force horizontale égale à (1tonne), en suite comparer le déplacement aux flèches que prendrait un refend sous l'effet d'un même système de forces horizontales et pour une inertie ($I=1m^4$).

$$\text{L'inertie fictive des voiles : } I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

a. Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires :

La flèche que prendrait un refend au niveau 'i' suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times x_i}{EI}$$

Avec : S_i : Elément de surface du niveau «i», donnée par le diagramme des moments

f_i : Flèche du refend choisi au niveau «i».

x_i : Distance entre le CDG d'un trapèze 'si' et le niveau considéré, sachant que la section du trapèze égale :

$$S_i = \frac{(b_{(i+1)} + b_i)h_i}{2}$$

$$d_i = \frac{h_i(2b_{(i+1)} + b_i)}{3(b_i + b_{(i+1)})}$$

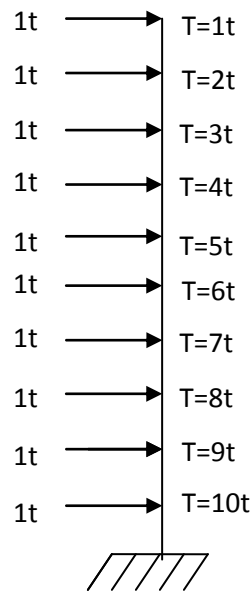
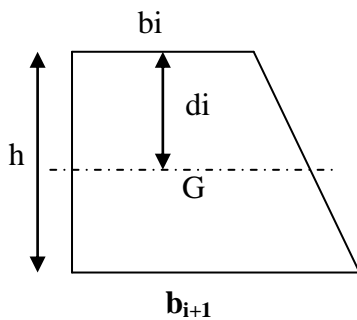


Fig IV.2. système de forces horizontales et efforts tranchant résultants

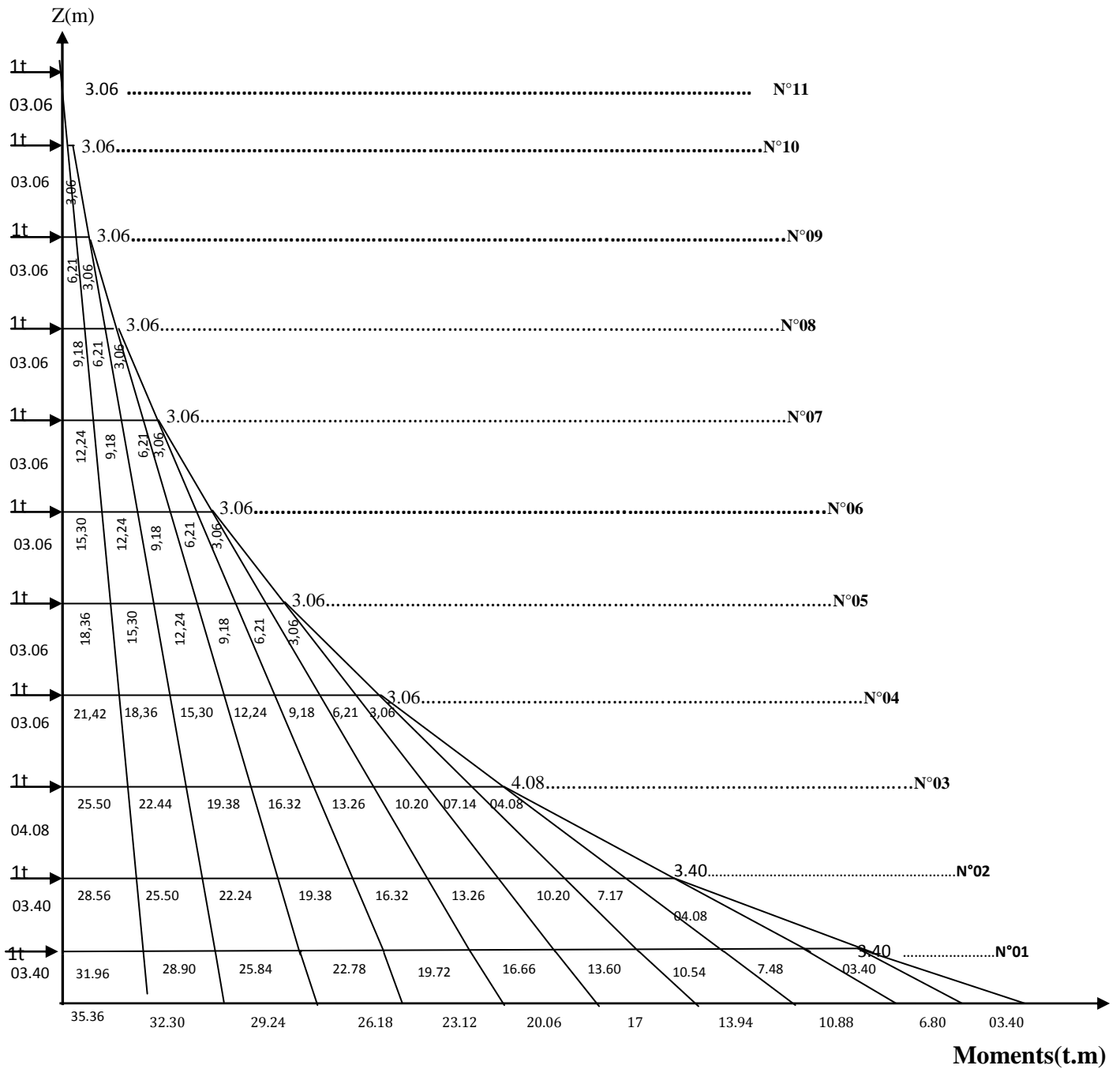


Fig IV.3. Diagramme des moments des aires.

• **Détermination de la flèche par niveau :**

Le tableau suivant donne les aires S_i et la position de centre de gravité d_i par rapport à la petite base de trapèzes constituant le diagramme des moments.

Eléments	b_i	b_{i+1}	h(m)	S_i	X_i	$S_i d_i$
8	0	3,06	3,06	4,68	2,04	9,54
7	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,53
6	9,18	18,36	3,06	42,14	1,7	71,63
5	18,36	30,6	3,06	74,9	1,66	124,33
4	30,6	45,9	3,06	117,04	1,63	190,77
3	45,9	64,26	3,06	168,54	1,62	273,03
2	64,26	85,68	3,06	229,4	1,6	367,04
1	85,68	118,32	3,06	312,12	1,61	502,52
RDC	118,32	146,88	4,08	541,00	2,11	1141,51
Entre - Sol 1	146,88	180,88	3,40	557,19	1,75	975,09
Entre - Sol 2	180,88	218,28	3,40	678,57	1,75	1187,50

$$f_i = \frac{\sum S_i \times x_i}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{678.57 \times 1.75}{EI} = \frac{1187.50}{EI} \Rightarrow f_{01} EI = 1187.50$$

$$f_{02} = \frac{678.57 \times 5.15 + 557.19 \times 1.75}{EI} = \frac{4469.71}{EI} \Rightarrow f_{02} EI = 4469.71$$

$$f_{03} = \frac{678.57 \times 9.23 + 557.19 \times 5.83 + 541.00 \times 2.11}{EI} = \frac{10653.12}{EI} \Rightarrow f_{03} EI = 10653.12$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient les résultats suivants :

$$f_{01} = 1187,50 / EI; \quad f_{06} = 30718,51 / EI$$

$$f_{02} = 4469,71 / EI \quad f_{07} = 38518,95 / EI$$

$$f_{03} = 10653,12 / EI \quad f_{08} = 46611,10 / EI$$

$$f_{04} = 16592,52 / EI \quad f_{09} = 54866,17 / EI$$

$$f_{05} = 23351,54 / EI \quad f_{10} = 63239,22 / EI \quad f_{11} = 71632,04 / EI$$

b) Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

$$\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n+1}}{2}$$

c) Calcul de déplacement du portique au niveau 'i' :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un Poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E_{\theta 1} = \frac{M1 + M2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum P_{p1}}$$

- La rotation d'un Poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M1 + M2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un Poteau des étages courants :

$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h$

T_n : est donné par la Fig IV-4

K_{tn} : Raideur des poutres $K = I_{tn}/L$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = I_{pn}/h$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

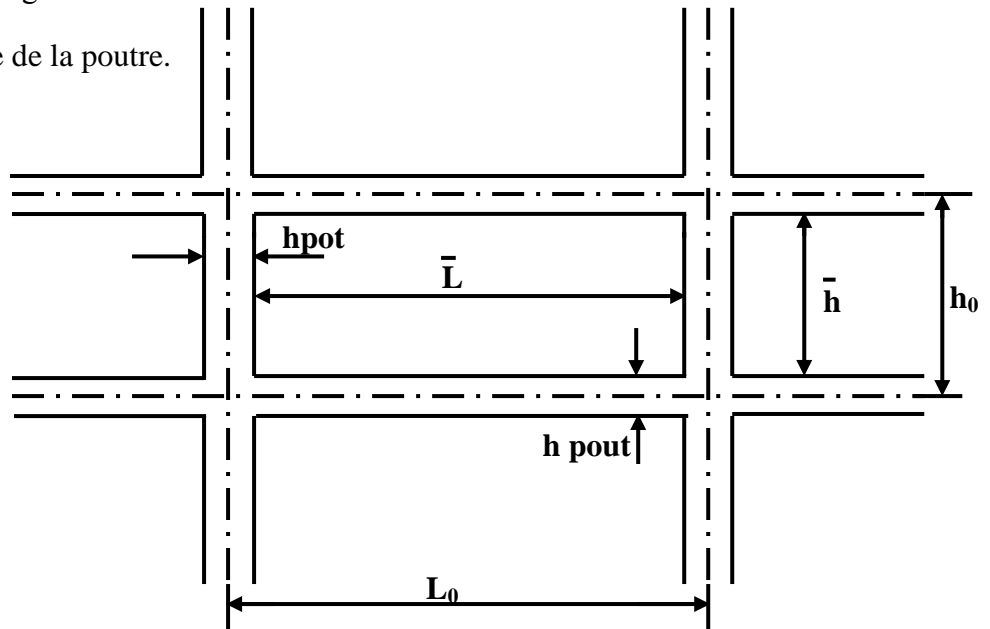


Fig.IV.4

Inertie fictive de portique (sens longitudinal) :

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum k_{tn} (m^3)$	$10^{-4}\sum P_n(m^3)$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Eif	$I_{ei}(m^4)$	I_e
8	2A-3A	20.24	4.80	3,06	0	62.99	655	2004.3	48038.25	71632,04	1.491	14.511
	2G-3G	20.24	4.80			62.99	655	2004.3	48038.25		1.491	
	1B-3B	7.30	7.20			174.65	700.28	2142.85	73182.24		0.978	
	1F-3F	7.30	7.20			174.65	700.28	2142.85	73182.24		0.978	
	1E-2E	37.77	2.40			33.75	1127.78	3451.00	80669.09		0.887	
	1C-2C	37.77	2.40			33.75	1127.78	3451.00	80669.09		0.887	
	2E-7E	25.12	12.01			50.75	312.75	957.01	34972.9		2.048	
	2C-7C	25.12	12.01			50.75	312.75	957.01	34972.9		2.048	
	1D-7D	59.68	16.81	21.36	193.33	591.58	19339.52	3.703				
7	2A-3A	20.73	8.82	6,12	3,06	184.51	824.24	2522.17	46033.95	63239,22	1.373	13.253
	2G-3G	20.73	8.82			184.51	824.24	2522.17	46033.95		1.373	
	1B-3B	7.39	13.23			517.59	1075.60	3291.33	71039.39		0.890	
	1F-3F	7.39	13.23			517.59	1075.60	3291.33	71039.39		0.890	
	1E-2E	39.51	4.41			96.81	1285.54	3933.75	77218.09		0.818	
	1C-2C	39.51	4.41			96.81	1285.54	3933.75	77218.09		0.818	
	2E-7E	25.48	22.05			150.11	431.44	1320.20	34015.89		1.859	
	2C-7C	25.48	22.05			150.11	431.44	1320.20	34015.89		1.859	
		1D-7D	61.78			30.87	61.91	247.75	758.11		18747.94	
6	2A-3A	20.73	8.82	9.18	6.12	307.52	1231.10	3767.16	43511.78	54866,17	1.260	12.039
	2G-3G	20.73	8.82			307.52	1231.10	3767.16	43511.78		1.260	
	1B-3B	7.39	13.23			862.65	1034.49	3165.53	67748.06		0.809	
	1F-3F	7.39	13.23			862.65	1034.49	3165.53	67748.06		0.809	
	1E-2E	39.51	4.41			161.35	1923.07	5884.59	73284.34		0.748	
	1C-2C	39.51	4.41			161.35	1923.07	5884.59	73284.34		0.748	

	2E-7E	25.48	22.05			250.19	644.59	1972.44	32695.69		1.678	
	2C-7C	25.48	22.05			250.19	644.59	1972.44	32695.69		1.678	
	1D-7D	61.78	30.87			103.18	369.03	1129.23	17989.83		3.049	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum k_n(m^3)$	$10^{-4}\sum P_n(m^3)$	Mn	Mn+1	E0	EΨ	EΔi	ΣEΔi	Efi	Iei(m ⁴)	Ie(m ⁴)
5	2A-3A	21.25	14.91	12.24	9.18	420	1164.10	3562.14	39744.62	46611,10	1.172	0.966
	2G-3G	21.25	14.91			420	1164.10	3562.14	39744.62		1.172	
	1B-3B	7.47	22.37			1194.77	1821.42	5573.54	64582.53		0.721	
	1F-3F	7.47	22.37			1194.77	1821.42	5573.54	64582.53		0.721	
	1E-2E	41.43	7.45			215.42	1615.32	4942.87	67399.75		0.691	
	1C-2C	41.43	7.45			215.42	1615.32	4942.87	67399.75		0.691	
	2E-7E	25.86	37.29			345.12	667.95	2043.92	30723.25		1.517	
	2C-7C	25.86	37.29			345.12	667.95	2043.92	30723.25		1.517	
	1D-7D	64.08	52.21			139.27	354.53	1084.86	16860.6		2.764	
4	2A-3A	21.25	14.91	15.30	12.24	540	1455.13	4452.69	36182.48	38518,95	1.064	9.791
	2G-3G	21.25	14.91			540	1455.13	4452.69	36182.48		1.064	
	1B-3B	7.47	22.37			1536.14	2276.78	6966.94	59008.99		0.652	
	1F-3F	7.47	22.37			1536.14	2276.78	6966.94	59008.99		0.652	
	1E-2E	41.43	7.45			276.97	2019.15	6178.59	62456.88		0.616	
	1C-2C	41.43	7.45			276.97	2019.15	6178.59	62456.88		0.616	
	2E-7E	25.86	37.29			443.73	834.94	2554.91	28679.33		1.343	
	2C-7C	25.86	37.29			443.73	834.94	2554.91	28679.33		1.343	
	1D-7D	64.08	52.21			179.07	443.17	1356.10	15775.74		2.441	
	2A-3A	21.25	14.91	18.36	15.30	660	1746.15	5343.21	31729.79	30718,51	0.968	
	2G-3G	21.25	14.91	660	1746.15	5343.21	31729.79	0.968				

3	1B-3B	7.47	22.37			1877.51	2732.14	8360.34	52042.05		0.590	8.686
	1F-3F	7.47	22.37			1877.51	2732.14	8360.34	52042.05		0.590	
	1E-2E	41.43	7.45			338.52	2422.98	7414.31	56278.29		0.545	
	1C-2C	41.43	7.45			338.52	2422.98	7414.31	56278.29		0.545	
	2E-7E	25.86	37.29			542.34	1001.94	3065.93	26124.42		1.175	
	2C-7C	25.86	37.29			542.34	1001.94	3065.93	26124.42		1.175	
	1D-7D	64.08	52.21			218.86	531.80	1627.30	14419.64		2.130	
2	2A-3A	21.25	14.91	21.42	18.36	780	2025.82	6199.00	26386.58	23351,54	0.884	7.639
	2G-3G	21.25	14.91			780	2025.82	6199.00	26386.58		0.884	
	1B-3B	7.47	22.37			2218.87	3172.25	9707.08	43681.71		0.534	
	1F-3F	7.47	22.37			2218.87	3172.25	9707.08	43681.71		0.534	
	1E-2E	41.43	7.45			400.07	2815.42	8615.18	48863.98		0.477	
	1C-2C	41.43	7.45			400.07	2815.42	8615.18	48863.98		0.477	
	2E-7E	25.86	37.29			640.95	1163.44	3560.12	23058.49		1.012	
	2C-7C	25.86	37.29			640.95	1163.44	3560.12	23058.49		1.012	
	1D-7D	64.08	52.21			258.66	614.77	1881.19	12792.34		1.825	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	Mn	Mn+1	Eθ	EΨ	EΔi	ΣEΔi	Efi	Iei(m ⁴)	Ie(m ⁴)
1	2A-3A	21.80	23.68	24.48	21.42	877.29	1807.01	5529.45	20187.58	16592,52	0.821	6.662
	2G-3G	21.80	23.68			877.29	1807.01	5529.45	20187.58		0.821	
	1B-3B	7.56	35.53			2529.76	3300.68	10100.08	33974.63		0.488	
	1F-3F	7.56	35.53			2529.76	3300.68	10100.08	33974.63		0.488	
	1E-2E	43.58	11.84			438.84	2195.94	6719.57	40248.8		0.412	
	1C-2C	43.58	11.84			438.84	2195.94	6719.57	40248.8		0.412	
	2E-7E	26.25	59.22			728.57	1129.71	3456.91	19498.37		0.850	
	2C-7C	26.25	59.22			728.57	1129.71	3456.91	19498.37		0.850	
	1D-7D	66.61	82.91			287.11	555.49	1699.79	10911.15		1.520	
RDC	2A-3A	21.80	17.50	28.56	24.48	1013.76	2430.50	9916.44	14658.13	10653,12	0.726	5.462
	2G-3G	21.80	17.50			1013.76	2430.50	9916.44	14658.13		0.726	
	1B-3B	7.56	26.25			2923.28	4016.45	16387.11	23874.55		0.446	
	1F-3F	7.56	26.25			2923.28	4016.45	16387.11	23874.55		0.446	
	1E-2E	43.58	8.75			507.11	5078.45	20720.07	33529.23		0.317	
	1C-2C	43.58	8.75			507.11	5078.45	20720.07	33529.23		0.317	
	2E-7E	26.25	43.75			841.90	1438.05	5867.24	16041.46		0.664	
	2C-7C	26.25	43.75			841.90	1438.05	5867.24	16041.46		0.664	
	1D-7D	66.61	61.25			331.78	983.02	4010.72	9211.36		1.156	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Ef_i	$I_{ei}(m^4)$	$I_e(m^4)$
Entre-Sol 1	2A-3A	22.37	32.05	31.96	28.56	1127.25	1394.61	4741.67	4741.67	4469,71	0.942	5.110
	2G-3G	22.37	32.05			1127.25	1394.61	4741.67	4741.67		0.942	
	1B-3B	7.65	48.07			3296.29	2202.19	7487.44	7487.44		0.596	
	1F-3F	7.65	48.07			3296.29	2202.19	7487.44	7487.44		0.596	
	1E-2E	5.99	16.02			4209.79	3767.40	12809.16	12809.16		0.348	
	1C-2C	5.99	16.02			4209.79	3767.40	12809.16	12809.16		0.348	
	2E-7E	26.65	16.02+64.10			946.21	1669.12	5675.00	10174.22		0.439	
	2C-7C	26.65	16.02+64.10			946.21	1669.12	5675.00	10174.22		0.439	
	1D-7D	29.42	48.07+64.10			857.12	1529.60	5200.64	9699.86		0.460	
Entre-Sol 2	4E-7E	16.24	64.10	35.36	31.96	1727.21	1323.30	4499.22	4499.22	1187,50	0.263	0.789
	4C-7C	16.24	64.10			1727.21	1323.30	4499.22	4499.22		0.263	
	4D-7D	16.24	64.10			1727.21	1323.30	4499.22	4499.22		0.263	

Inertie fictive de portique (sens transversal) :

Niveaux	portiques	$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	M_n	M_{n+1}	Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
						$E\theta$	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$E\delta_i$	$I_{ei}(m^4)$	$I_e(m^4)$
8	A1-G1	19.46	16.52	3.06	0	65.51	283.89	868.70	29041.54	71632,04	1.670	11.128
	B3-F3	12.92	11.80			98.68	411.32	1258.63	42876.54		2.466	
	A2-G2	19.46	16.52			65.51	283.89	868.70	29041.54		2.466	
	C4-E4	6.16	7.08			206.98	769.65	2355.12	100783.04		0.710	
	C7-E7	6.16	7.08			206.98	769.65	2355.12	100783.04		0.710	
	C6-E6	19.88	7.08			64.13	486.90	1489.91	46251.73		1.548	
	C5-E6	19.88	7.08			64.13	486.90	1489.91	46251.73		1.548	
7	B1-F1	19.76	30.33	6.12	3.06	193.57	426.18	1304.11	28172.84	63239,22	2.244	10.115
	B3-F3	13.11	21.67			291.76	624.36	1910.54	41617.91		1.519	
	A2-G2	19.76	30.34			193.57	426.18	1304.11	28172.84		2.244	
	C4-E4	6.25	13.00			612	1208.30	3697.39	98427.92		0.642	
	C7-E7	6.25	13.00			612	1208.30	3697.39	98427.92		0.642	
	C6-E6	20.20	13.00			189.35	644.77	1973.00	44761.82		1.412	
	C5-E6	20.20	13.00			189.35	644.77	1973.00	44761.82		1.412	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$		Efi	$I_{ei}(m^4)$
6	A1-G1	19.76	30.33	9.18	6.12	322.62	635.79	1945.51	26868.73	54866,17	2.042	9.187
	B3-F3	13.11	21.67			486.27	931.17	2849.38	39707.37		1.381	
	A2-G2	19.76	30.34			322.62	635.79	1945.51	26868.73		2.042	
	C4-E4	6.25	13.00			1020	1801.21	5511.70	94730.53		0.579	
	C7-E7	6.25	13.00			1020	1801.21	5511.70	94730.53		0.579	
	C6-E6	20.20	13.00			315.59	963.51	2948.34	42788.82		1.282	
	C5-E6	20.20	13.00			315.59	963.51	2948.34	42788.82		1.282	
5	A1-G1	20.07	51.31	12.24	9.18	444.69	707.00	2163.42	24923.22	46611,10	1.870	8.386
	B3-F3	13.32	36.65			670.04	1044.06	3194.82	36858.00		1.264	
	A2-G2	20.07	51.31			444.69	707.00	2163.42	24923.22		1.870	
	C4-E4	6.35	21.99			1405.51	2070.14	6334.62	89218.83		0.522	
	C7-E7	6.35	21.99			1405.51	2070.14	6334.62	89218.83		0.522	
	C6-E6	20.54	21.99			434.51	960.43	2938.91	39840.48		1.169	
	C5-E6	20.54	21.99			434.51	960.43	2938.91	39840.48		1.169	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$E\delta_i$	$I_{ei}(m^4)$	$I_{e}(m^4)$
4	A1-G1	20.07	51.31	15.3	12.24	571.74	883.75	2704.27	22759.8	38518,95	1.692	7.542
	B3-F3	13.32	36.65			861.48	1305.08	3993.54	33663.17		1.144	
	A2-G2	20.07	51.31			571.74	883.75	2704.27	22759.8		1.692	
	C4-E4	6.35	21.99			1807.08	2587.67	7918.27	82884.21		0.464	
	C7-E7	6.35	21.99			1807.08	2587.67	7918.27	82884.21		0.464	
	C6-E6	20.54	21.99			558.66	1200.54	3673.65	36901.57		1.043	
	C5-E6	20.54	21.99			558.66	1200.54	3673.65	36901.57		1.043	
3	A1-G1	20.07	51.31	18.36	15.3	698.80	1060.51	3245.16	20055.53	30718,51	1.531	6.772
	B3-F3	13.32	36.65			1052.92	1566.10	4792.26	29669.63		1.035	
	A2-G2	20.07	51.31			698.80	1060.51	3245.16	20055.53		1.531	
	C4-E4	6.35	21.99			2208.66	3105.21	9501.94	74965.94		0.409	
	C7-E7	6.35	21.99			2208.66	3105.21	9501.94	74965.94		0.409	
	C6-E6	20.54	21.99			682.81	1440.65	4408.38	33227.92		0.924	
	C5-E6	20.54	21.99			682.81	1440.65	4408.38	33227.92		0.924	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	Mn	Mn+1	Eθ	EΨ	EΔi	$\sum E\Delta i$	Efi	Iei(m ⁴)	Ie(m ⁴)
2	A1-G1	20.07	51.31	21.42	18.36	825.85	1229.78	3763.12	16810.37	23351,54	1.389	6.048
	B3-F3	13.32	36.65			1244.36	1815.97	5556.86	24877.37		0.938	
	A2-G2	20.07	51.31			825.85	1229.78	3763.12	16810.37		1.389	
	C4-E4	6.35	21.99			2610.23	3451.70	10562.20	65464		0.356	
	C7-E7	6.35	21.99			2610.23	3451.70	10562.20	65464		0.356	
	C6-E6	20.54	21.99			806.96	1673.84	5121.95	28819.54		0.810	
	C5-E6	20.54	21.99			806.96	1673.84	5121.95	28819.54		0.810	
1	A1-G1	20.39	81.50	24.48	21.42	937.95	1261.21	3859.30	13047.25	16592,52	1.271	5.404
	B3-F3	13.53	58.21			1413.52	1873.91	5734.16	19320.51		0.858	
	A2-G2	20.39	81.50			937.95	1261.21	3859.30	13047.25		1.271	
	C4-E4	6.44	34.92			2669.72	3634.88	11122.73	54901.8		0.302	
	C7-E7	6.44	34.92			2669.72	3634.88	11122.73	54901.8		0.302	
	C6-E6	20.85	34.92			917.26	1572.79	4812.73	23697.59		0.700	
	C5-E6	20.85	34.92			917.26	1572.79	4812.73	23697.59		0.700	

Niveaux	portiques	Raideurs et moments				Rotations et déplacements				Flèches Efi	Inertie fictives	
		$10^{-4}\sum ktnm^3$	$10^{-4}\sum Pnm^3$	Mn	Mn+1	Eθ	EΨ	EΔi	$\sum EΔi$		Iei(m ⁴)	Ie(m ⁴)
RDC	A1-G1	20.39	60.48	28.56	24.48	1083.86	1543.95	6299.31	9187.95	10653,12	1.159	4.716
	B3-F3	13.53	43.20			1633.40	2284.59	9321.12	13586.35		0.784	
	A2-G2	20.39	60.48			1083.86	1543.95	6299.31	9187.95		1.159	
	C4-E4	6.44	25.92			3431.67	4561.91	18612.59	43779.07		0.243	
	C7-E7	6.44	25.92			3431.67	4561.91	18612.59	43779.07		0.243	
	C6-E6	20.85	25.92			1059.95	2042.91	8335.07	18884.86		0.564	
	C5-E6	20.85	25.92			1059.95	2042.91	8335.07	18884.86		0.564	
Entre-Sol 1	A1-G1	20.72	110.47	31.96	28.56	1217.02	849.60	2888.64	2888.64	4469,71	1.547	5.341
	B3-F3	13.75	78.91			1833.93	1254.48	4265.23	4265.23		1.047	
	A2-G2	20.72	110.47			1217.02	849.60	2888.64	2888.64		1.547	
	C4-E4	6.54	47.34			3855.75	4634.97	15758.89	25166.48		0.177	
	C7-E7	6.54	47.34			3855.75	4634.97	15758.89	25166.48		0.177	
	C6-E6	21.20	47.34			1189.46	1818.88	6184.19	10549.79		0.423	
	C5-E6	21.20	47.34			1189.46	1818.88	6184.19	10549.79		0.423	
Entre-Sol 2	/	/	/	35.36	31.96	/	/	/	/	1187,50	/	0.796
	/	/	/			/	/	/	/		/	
	/	/	/			/	/	/	/		/	
	C4-E4	6.54	47.34			4289.00	2766.94	9407.59	9407.59		0.126	
	C7-E7	6.54	47.34			4289.00	2766.94	9407.59	9407.59		0.126	
	C6-E6	21.20	47.34			1323.11	1284	4365.6	4365.6		0.272	
	C5-E6	21.20	47.34			1323.11	1284	4365.6	4365.6		0.272	

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**Sens transversal (X-X):**

Inertie totale (voile + portique).....	104.897m ⁴	100%.
Inertie des portiques.....	75.435m ⁴	71.91%.
Inertie des voiles.....	29.462m ⁴	28.09%.

Sens longitudinal (Y-Y) :

Inertie totale (voile +portique).....	131.198m ⁴	100%.
Inertie des portiques.....	94.908m ⁴	72.33%.
Inertie des voiles.....	36.290m ⁴	27.66%.

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, les deux systèmes de contreventement ont presque la même inertie. et dans le sens transversal, l'inertie des portiques est plus grande que celle des voiles.

Le contreventement doit être assuré par les voiles.

Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

Donc notre structure est contreventée par voiles.

D'où le coefficient de comportement **R = 3.5** : (Tableau 4.3 .RPA 99 modifié 2003)

CHAPITRE V

Modélisation de la structure

MODELISATION DE LA STRUCTURE

V.1.Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2. Principes de la MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

V.3. Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, 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 charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints: degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

Materials: matériaux

Concrete: béton

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define: définir

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

V.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70
 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



V.5. Etapes de modélisation

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

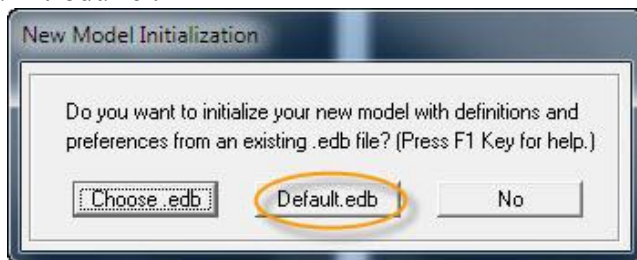
• **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



• **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

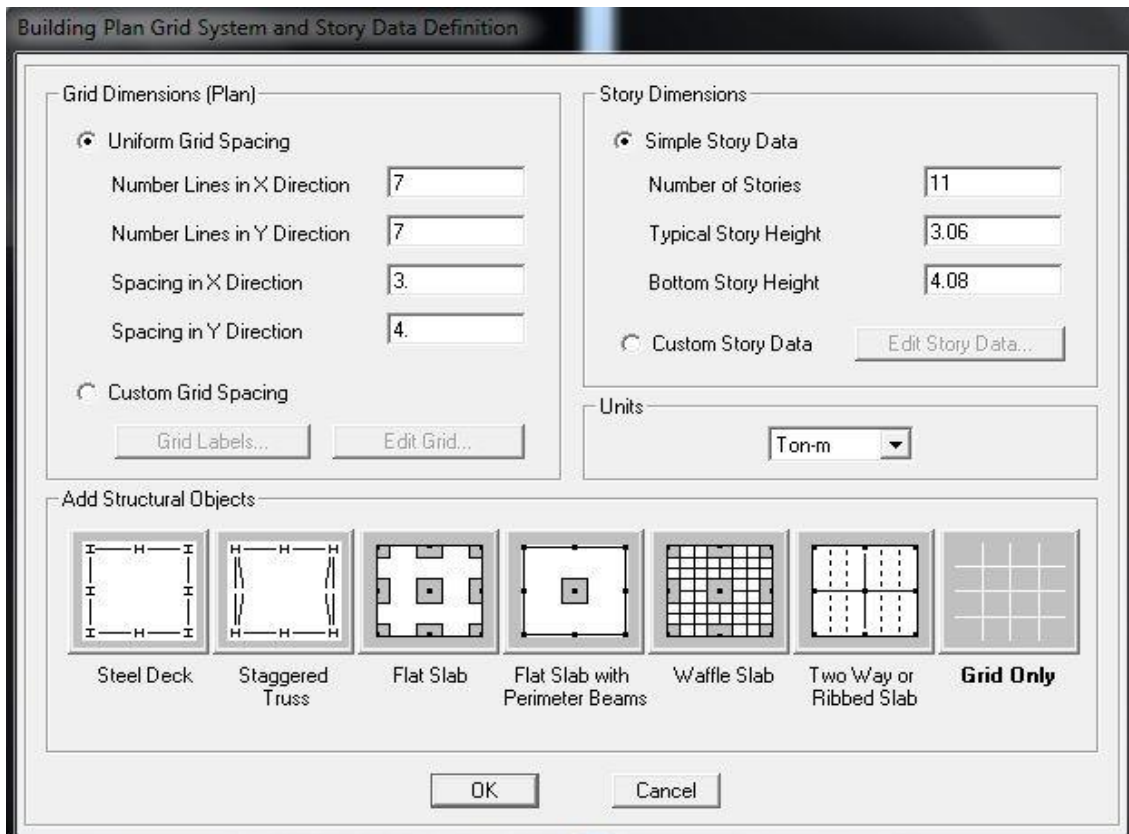


Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**



• **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

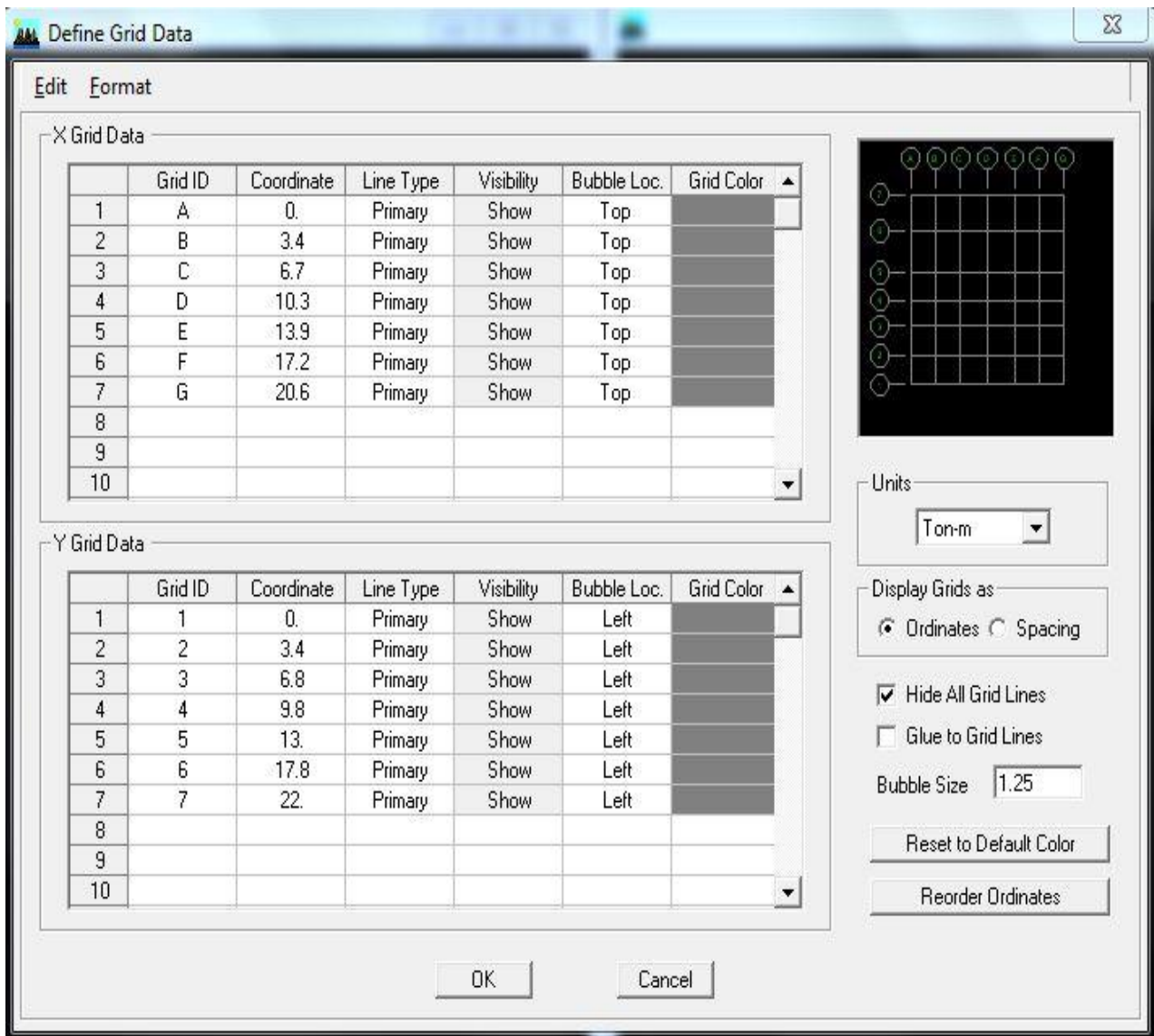
On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : 0 , 3.4,6.7 , 10.30 , 13.90 , 17.20 , 20.60.

Suivant y : 0, 3.4, 6.8, 9.8, 13, 17.8, 22.

Suivant z : 0, 3.40, 6.80 ,10.88, 13.94, 17, 20.06, 23.12 ,26.18 ,29.24, 32,30 ,35.36.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	ASCENSEUR	3.	38.36	No	NONE	No	0.
12	ETAGE8	3.06	35.36	Yes		No	0.
11	ETAGE7	3.06	32.3	No	ETAGE8	No	0.
10	ETAGE6	3.06	29.24	No	ETAGE8	No	0.
9	ETAGE5	3.06	26.18	No	ETAGE8	No	0.
8	ETAGE4	3.06	23.12	No	ETAGE8	No	0.
7	ETAGE3	3.06	20.06	No	ETAGE8	No	0.
6	ETAGE2	3.06	17.	No	ETAGE8	No	0.
5	ETAGE1	3.06	13.94	No	ETAGE8	No	0.
4	RDC	4.08	10.88	No	ETAGE8	No	0.
3	SSOL1	3.4	6.8	No	ETAGE8	No	0.
2	SSOL2	3.4	3.4	No	ETAGE8	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

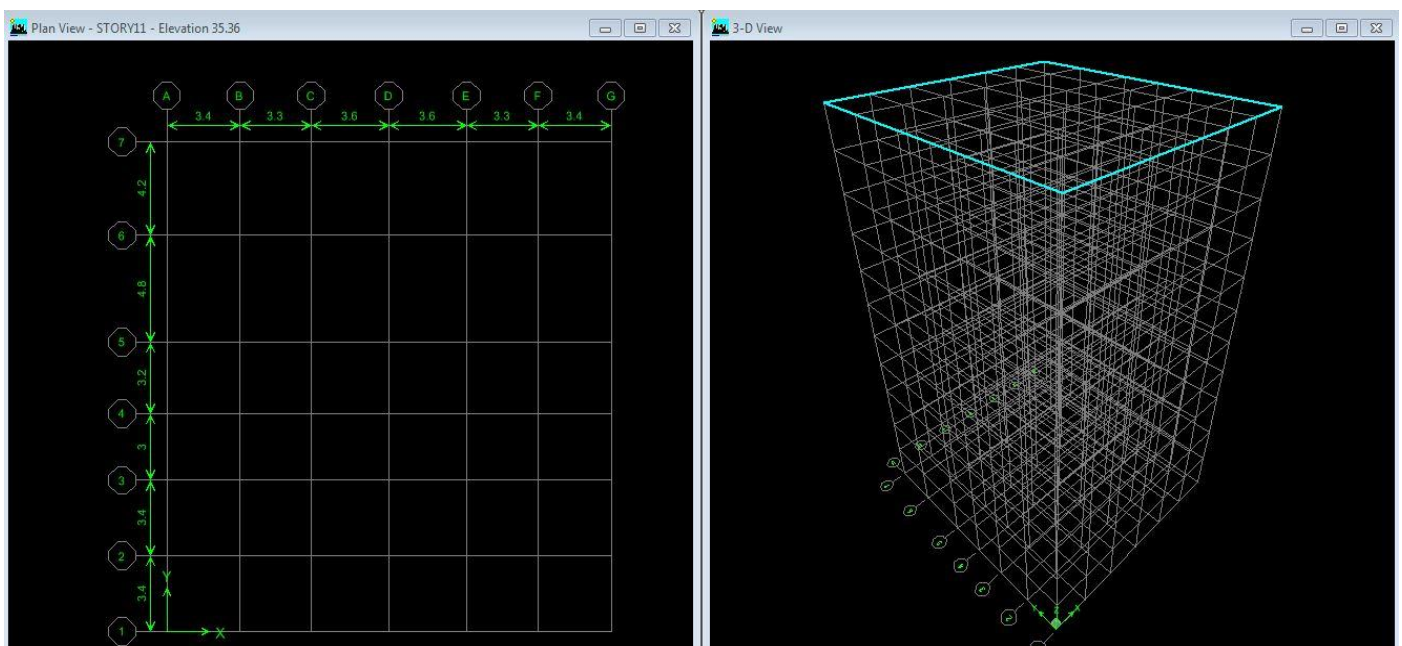
Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

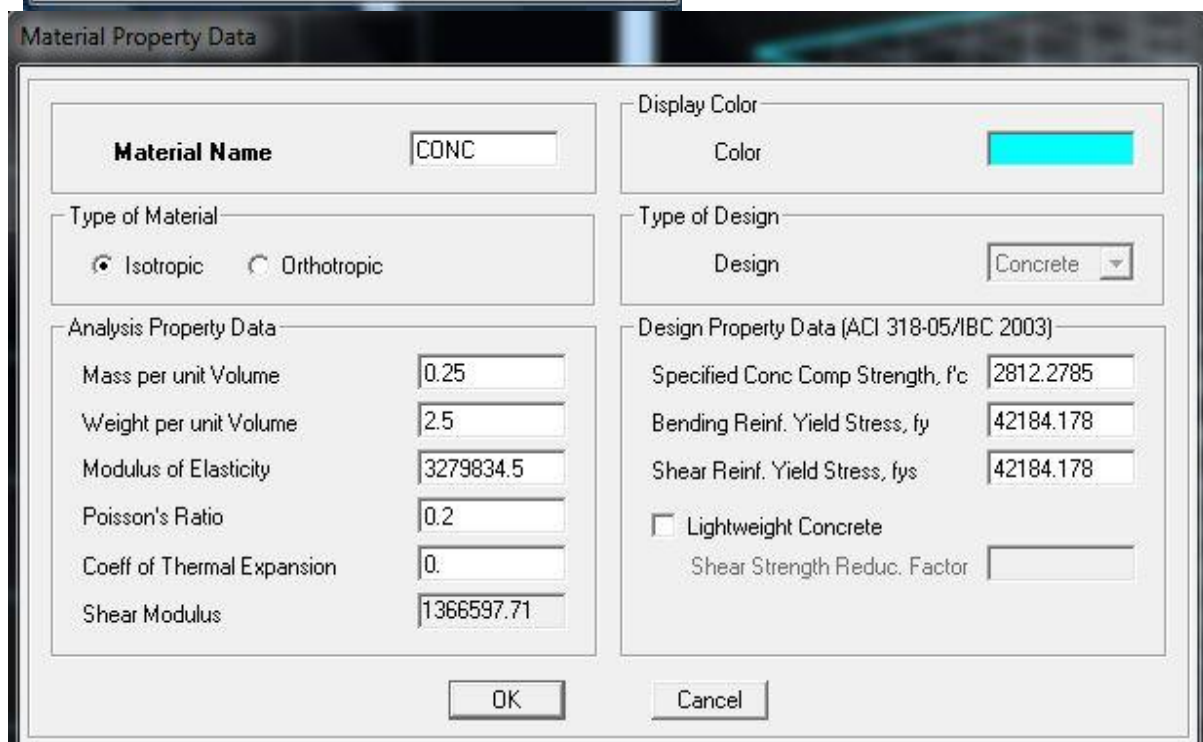
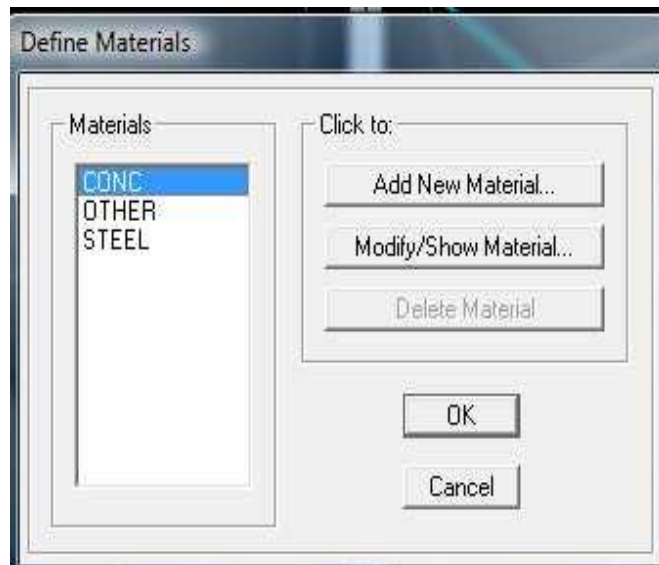
• Visualisation :



2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

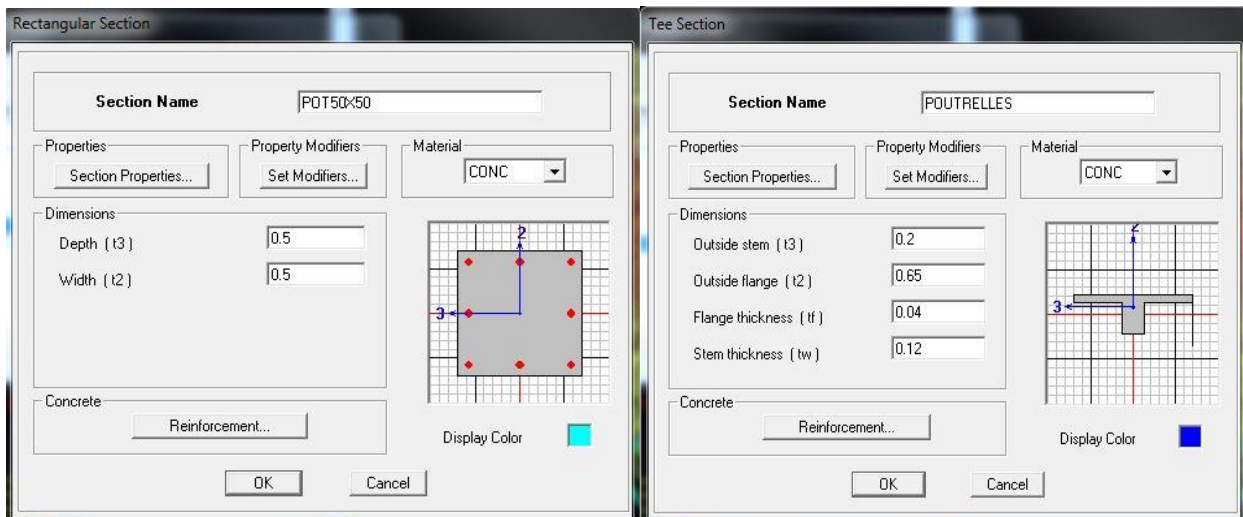
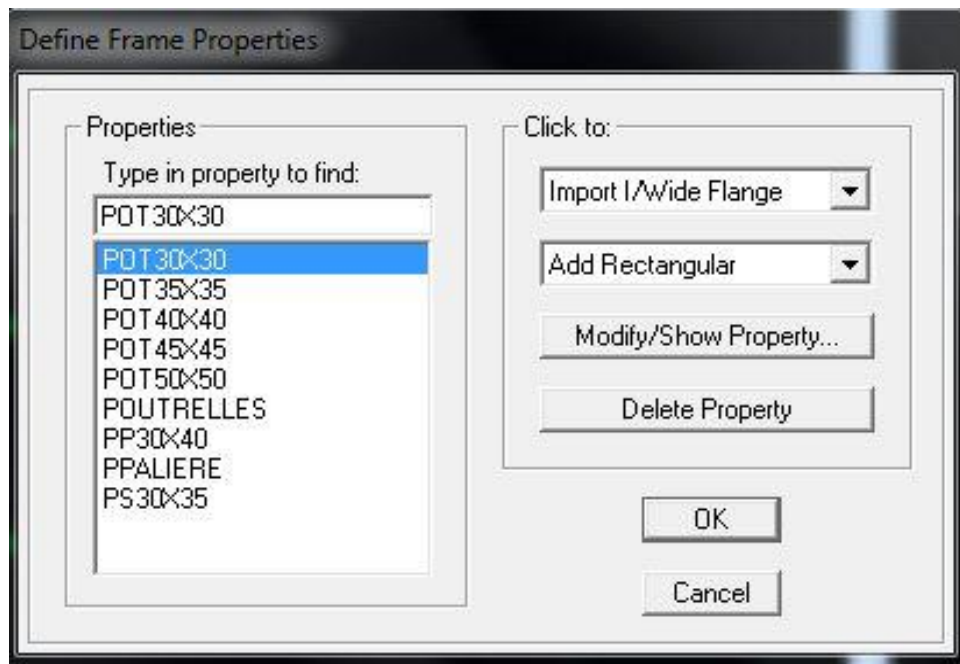


3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).




Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.


- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments:


Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant

l'outil des élections rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris.



On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un clique suffira pour le tracer)

Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

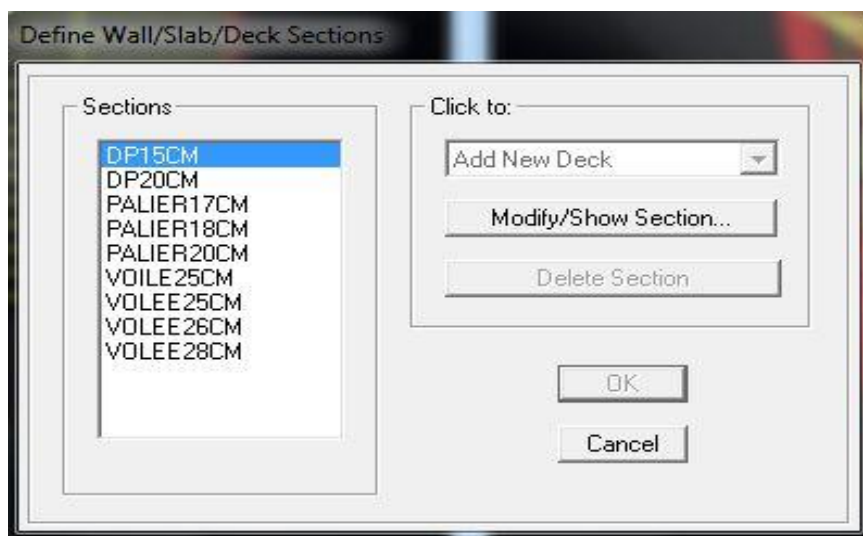
Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction en suite en clique sur le vide de la grille

NB:


Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils  

Voile :

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck** section cliquer sur Add New Wall pour un voile, une nouvel le fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

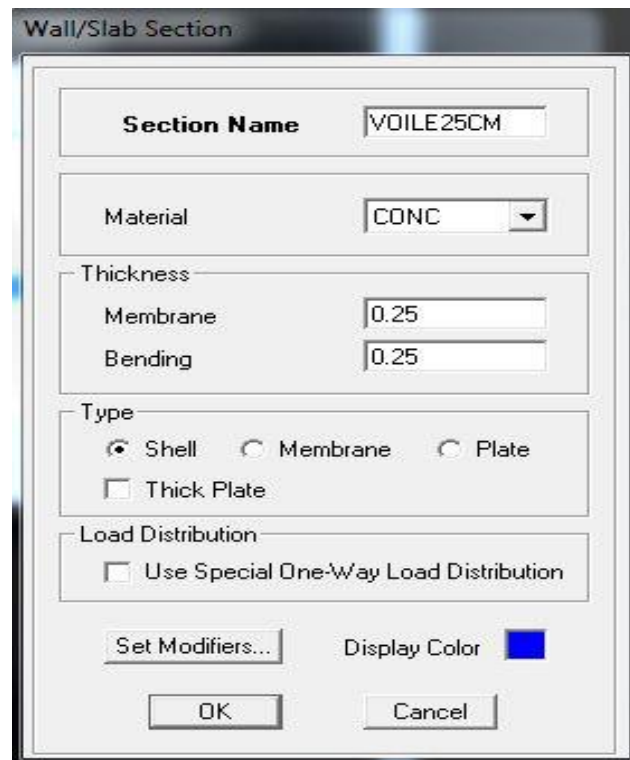


Pour ajouter des voiles:

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Pour tracer le voile librement on choisit

Pour affecter Shell Section au voile: sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.




4. Quatrième étape:

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis ,etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis:**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign /point**, puis **Restraints(support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

Pour les autres nœuds:

Translation dans le sens de X (décoché)

Translation dans le sens de Y (décoché)

Rotation autour de Z (décoché)

Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)

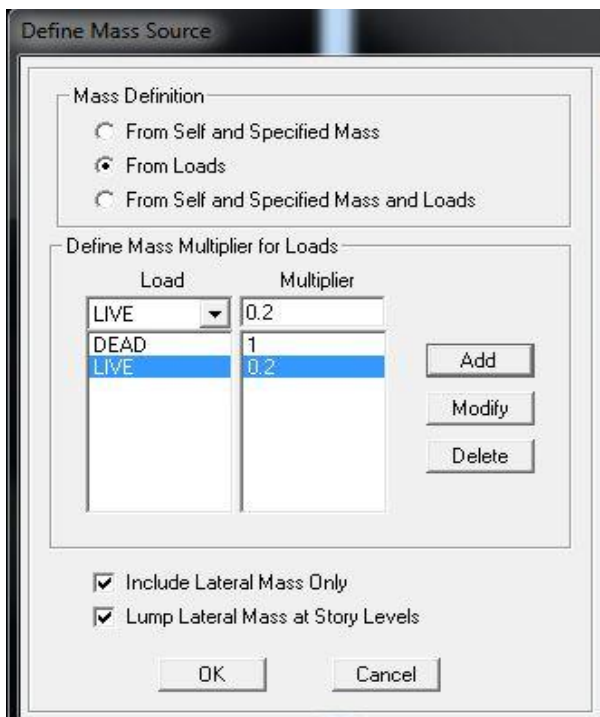


Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre

On donne la valeur I pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure. Pour notre cas $\beta = 0.2$



Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

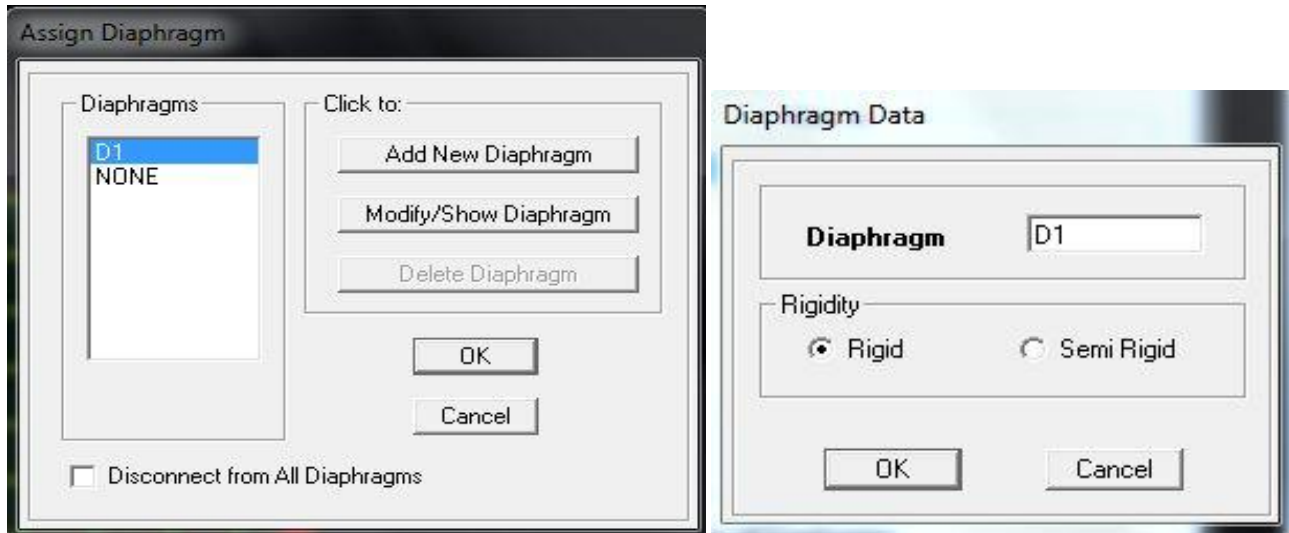
• **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela:

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu, déroulant : **Assign /point-rigid diaphragm**

On choisit Add **NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1: étage1, OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

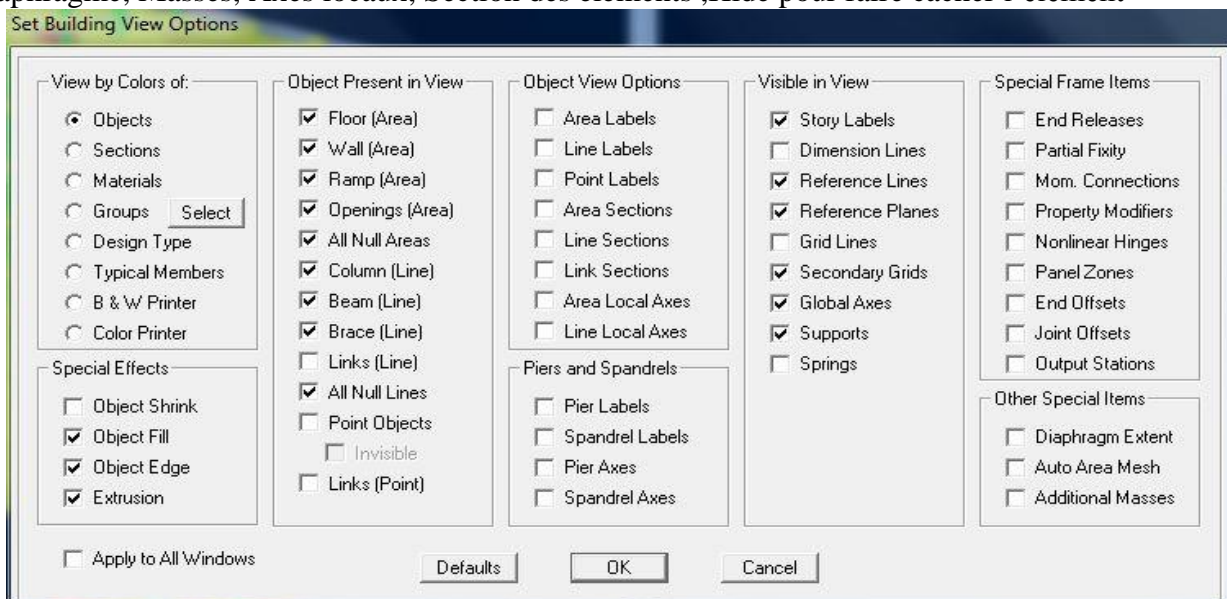
On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments

Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes:

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds' labels), Restreints :**d.d.l, Constraints:** Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments ,Hide pour faire cacher l'élément



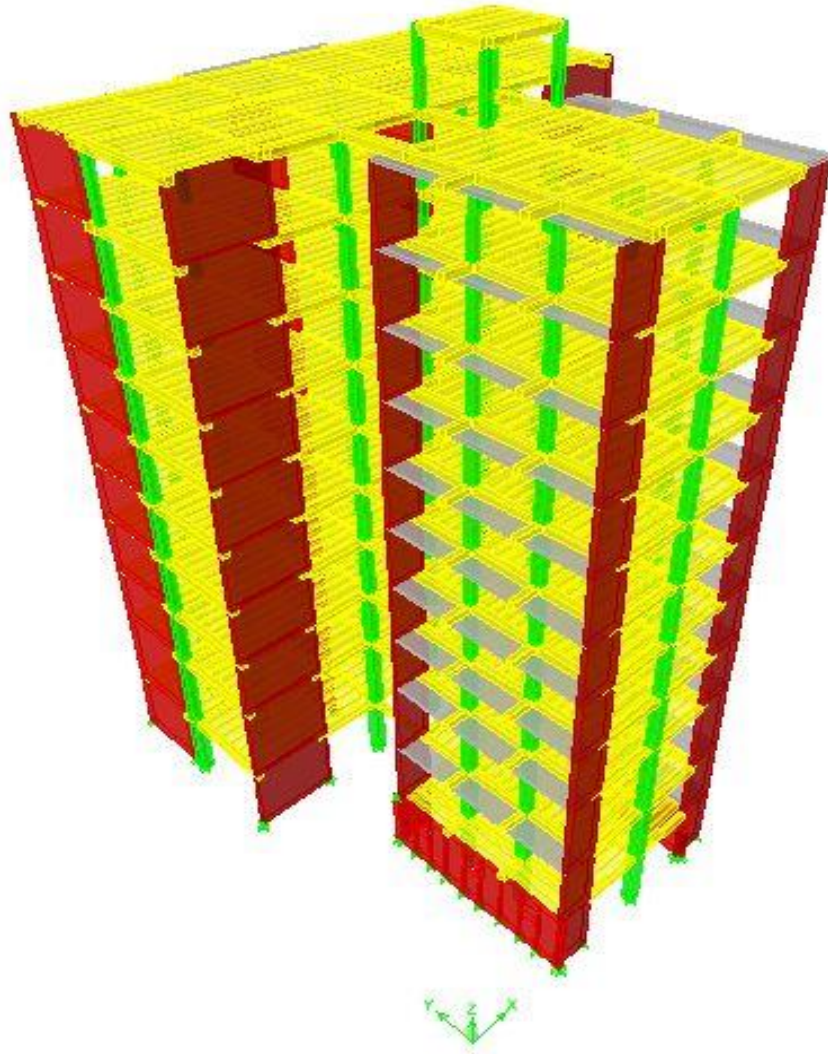


Fig. V.1 .Modèle 3D de la structure.

5. Cinquième étape:

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G etQ) :**

Pour les définir on clique sur: **Define/Load Cases.**

- **Charges permanentes :Load Name(Nom de la charge):G**

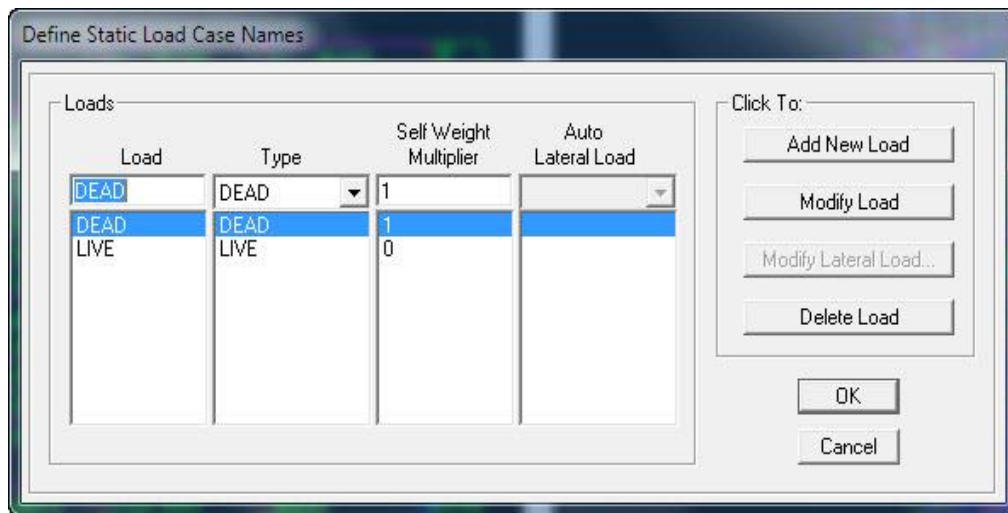
Type : **DEAD** (permanente)

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**



• **Chargement:**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier:

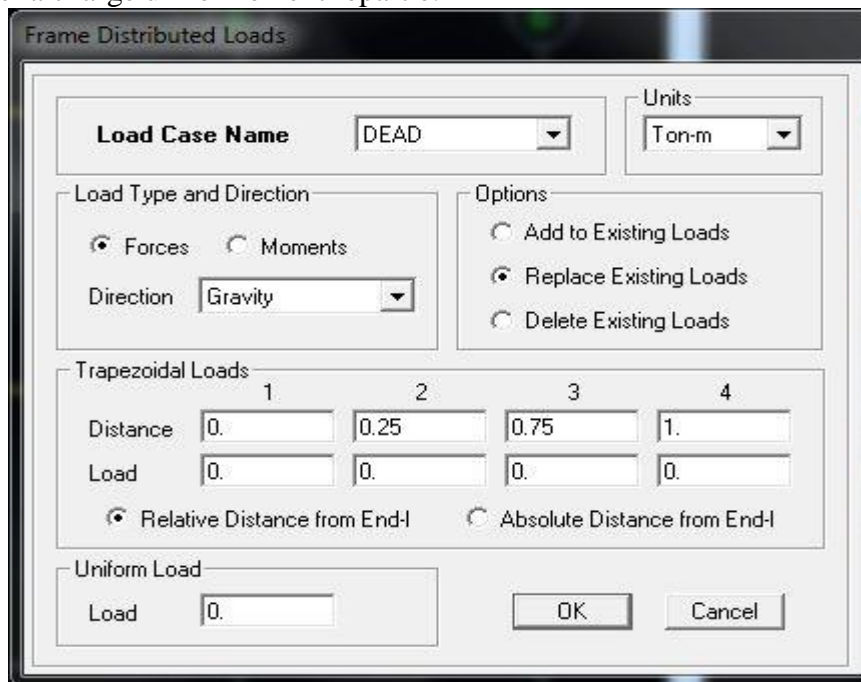
Le nom de la charge

Son type (force ou moment)

Sa direction

La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.



En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial :	G = 0.2503 ton/ml	et	Q = 0.2275 ton/ml
Plancher usage cave :	G = 0.2503 ton/ml	et	Q = 0.260 ton/ml
Plancher usage habitation :	G = 0.2503 ton/ml	et	Q = 0.0975 ton/ml
Plancher terrasse :	G=0.2308 ton/ml	et	Q = 0.065 ton/ml
Dalle pleine Porte à faux:	G = 0.144 ton/ml	et	Q = 0.35 ton/ml
Dalle pleine balcon :	G =0.16 ton/ml	et	Q = 0.35 ton/ml
Escalier :	G=0.3765 ton/ml	et	Q=0.25 ton/ml

- **Charge sismique(E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage: 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. comportement : 4 ; Portiques contreventés par des Voiles

Remplissage: Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre I).

Facteur de qualité (Q): Q=1.20

Coefficient d'amortissement ξ : $\xi=8.5\%$



On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur fichier puis enregistrer.

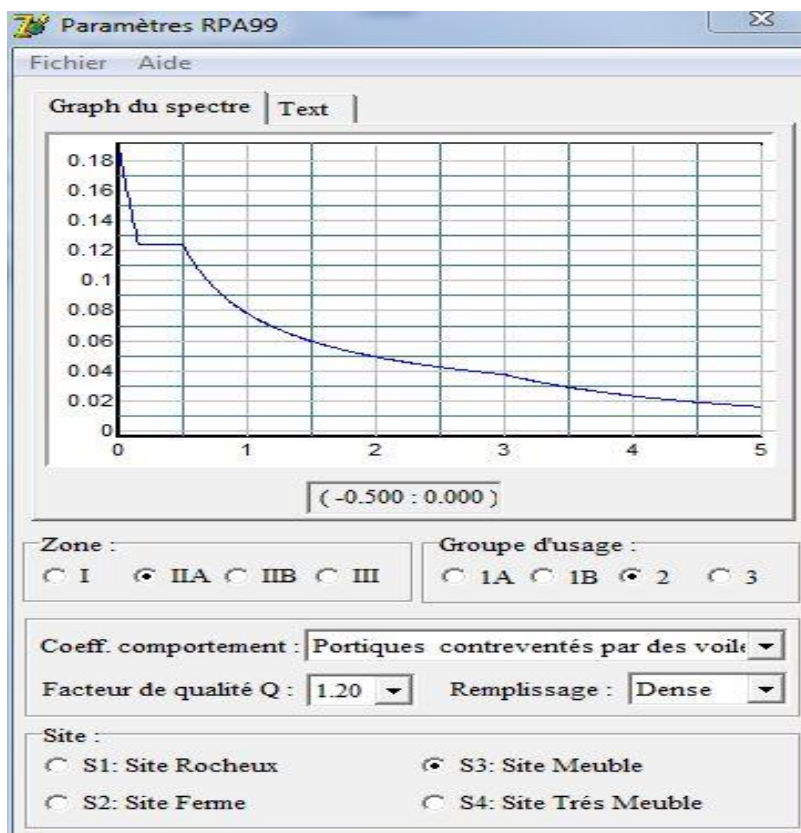


Fig. V.2. Spectre de réponse de calcul.

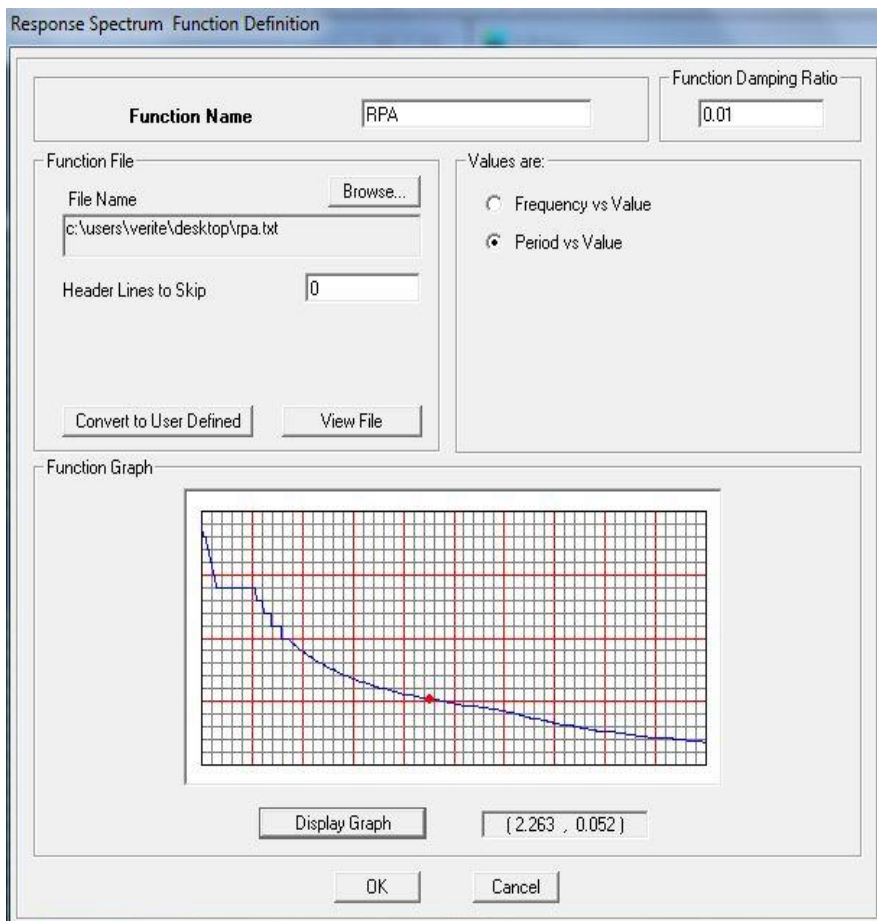
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur:

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

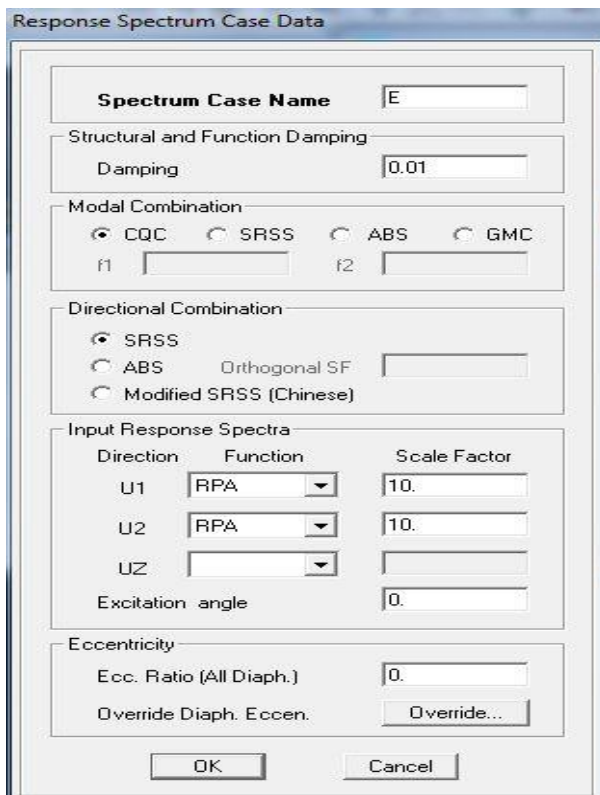
Fonction Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour ce la on clique sur:

Define/Responses spectrum cases/Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q):

Choisir **G** dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Choisir **Q** dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec Modify

Combinaisons aux états limites:

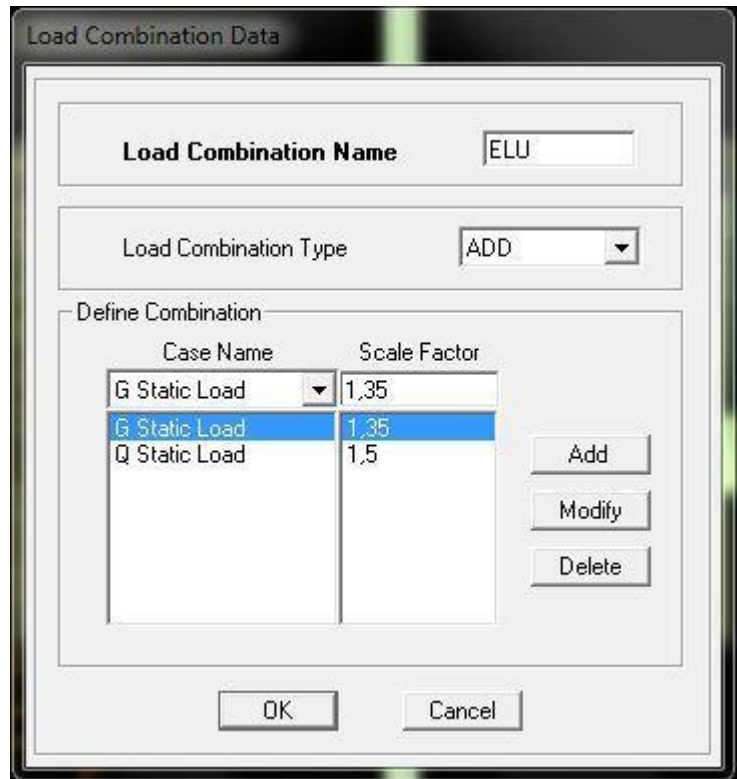
ELU: 1.35G+1.5Q

ELS: G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

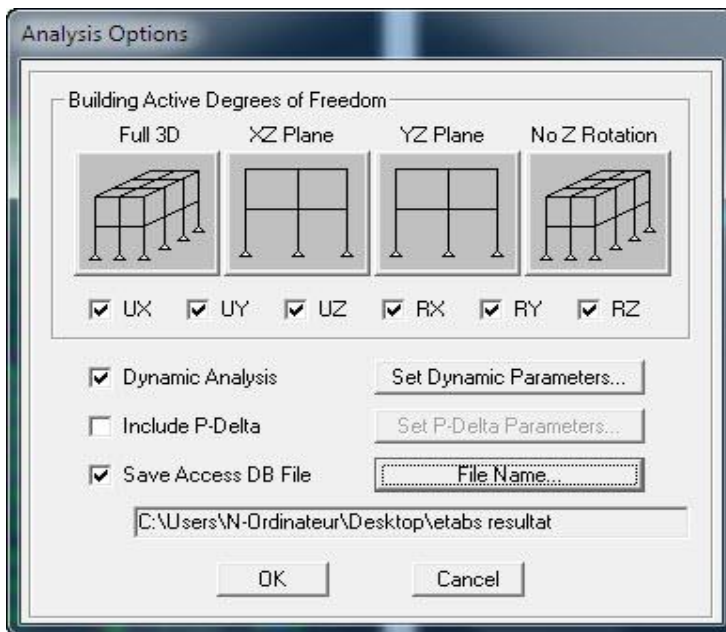
08GE : 0.8G±E

**7. Septième étape:**

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

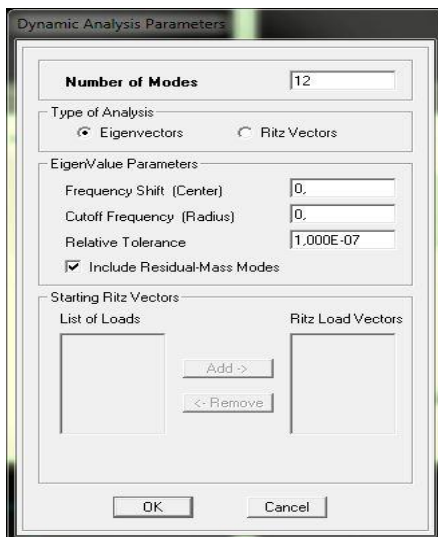
Modes de vibration:

Analyze/Setanalyz Options /Cocher Dynamic Analysis



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



8. Huitième étape:

Exécution:

Analyze/Run(f5) ou on clique sur **L'ETABS** va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec:

File /Save as

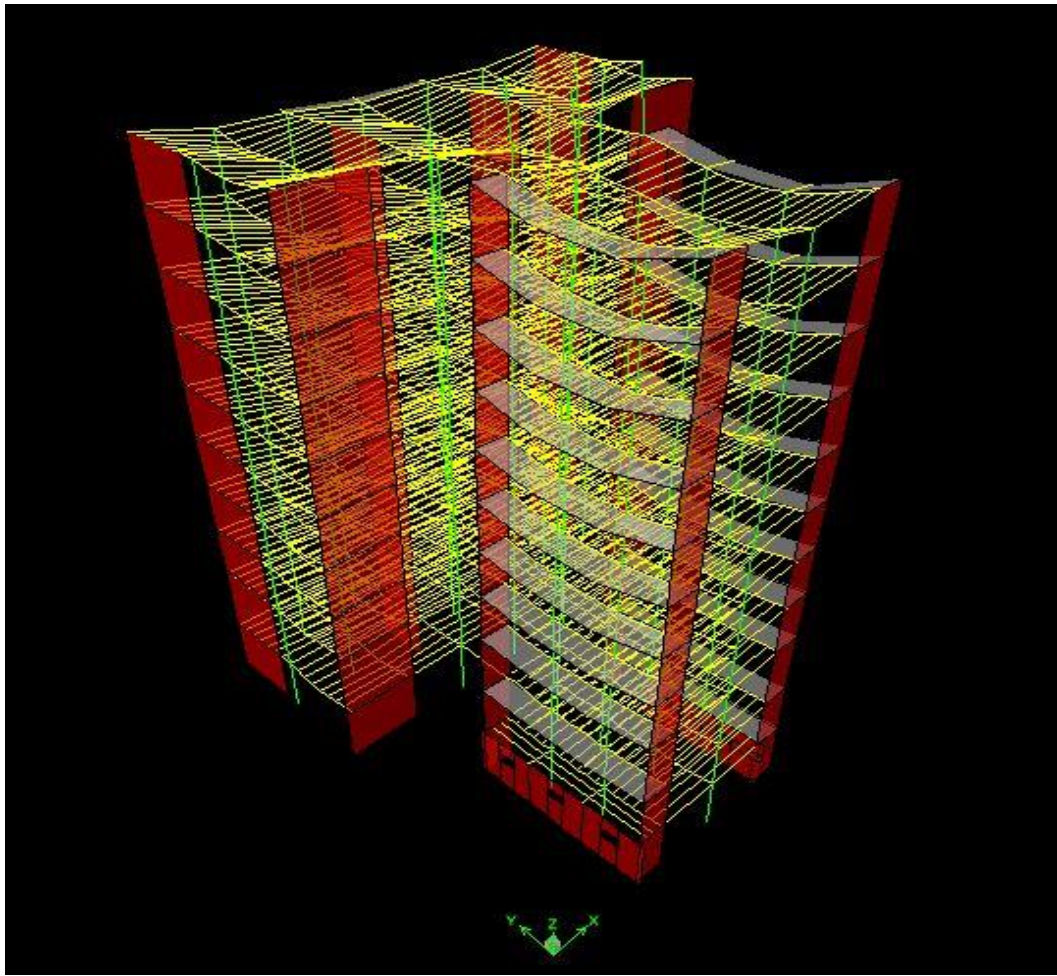
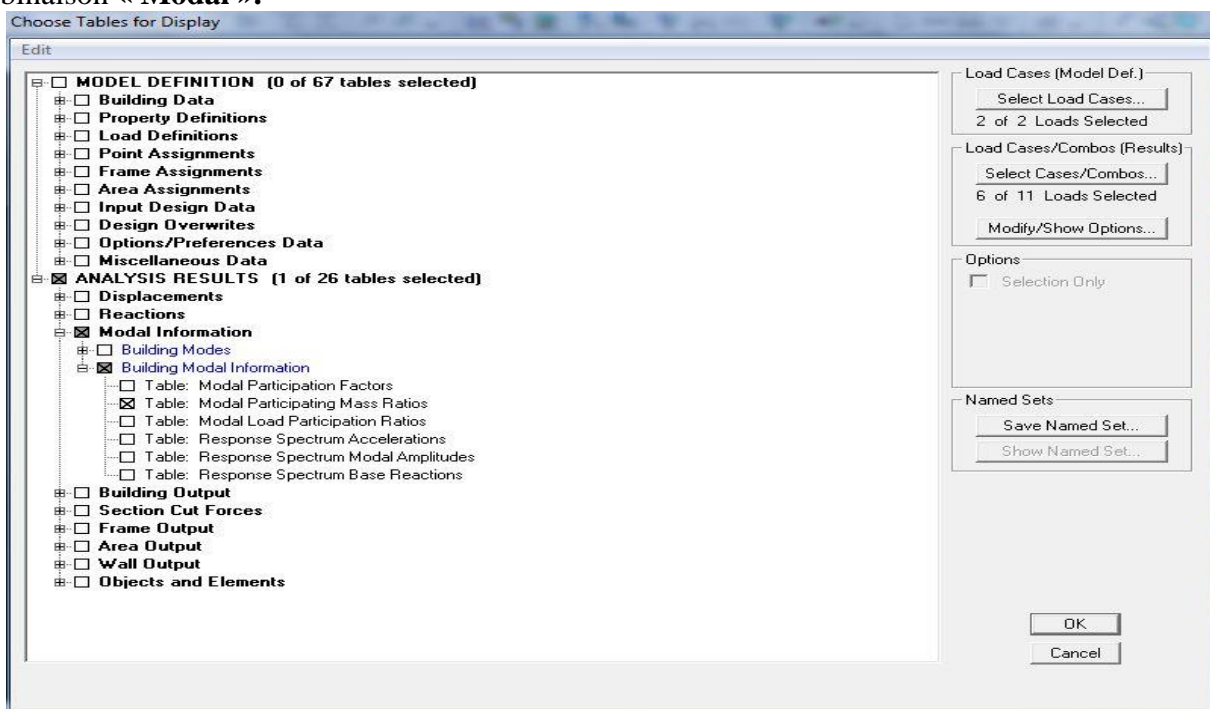


Fig. V.3. Modèle 3D de la structure après l'analyse.

V.6. Visualisation des résultats:

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display/show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sum UX, sum UY

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.959672	69.2739	0.0036	0.0000	69.2739	0.0036	0.0000	0.0054
	2	0.840879	0.0093	70.3265	0.0000	69.2833	70.3302	0.0000	97.2380
	3	0.811478	1.7388	0.0470	0.0000	71.0221	70.3771	0.0000	0.0623
	4	0.257698	13.9039	0.0003	0.0000	84.9260	70.3774	0.0000	0.0000
	5	0.221638	0.0029	15.3717	0.0000	84.9289	85.7492	0.0000	1.5999
	6	0.208074	0.5963	0.0296	0.0000	85.5252	85.7787	0.0000	0.0037
	7	0.132390	0.5106	0.0003	0.0000	86.0358	85.7790	0.0000	0.0000
	8	0.129598	0.0001	0.3085	0.0000	86.0359	86.0875	0.0000	0.0624
	9	0.109830	4.8000	0.0002	0.0000	90.8359	86.0877	0.0000	0.0000
	10	0.105921	0.0073	0.0003	0.0000	90.8432	86.0879	0.0000	0.0000
	11	0.095191	0.0001	5.3209	0.0000	90.8433	91.4088	0.0000	0.5646
	12	0.088986	0.4347	0.0000	0.0000	91.2779	91.4089	0.0000	0.0001

Fig. V.4. Période et participation modale.

- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

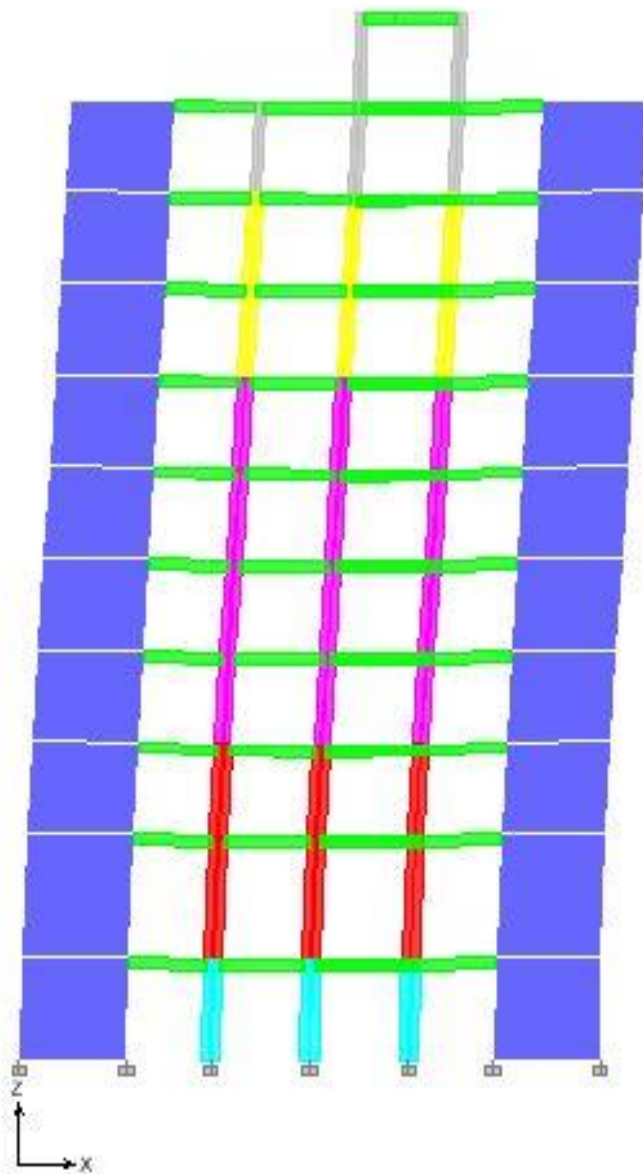


Fig. V.5. Grand bloc après la Déformation.

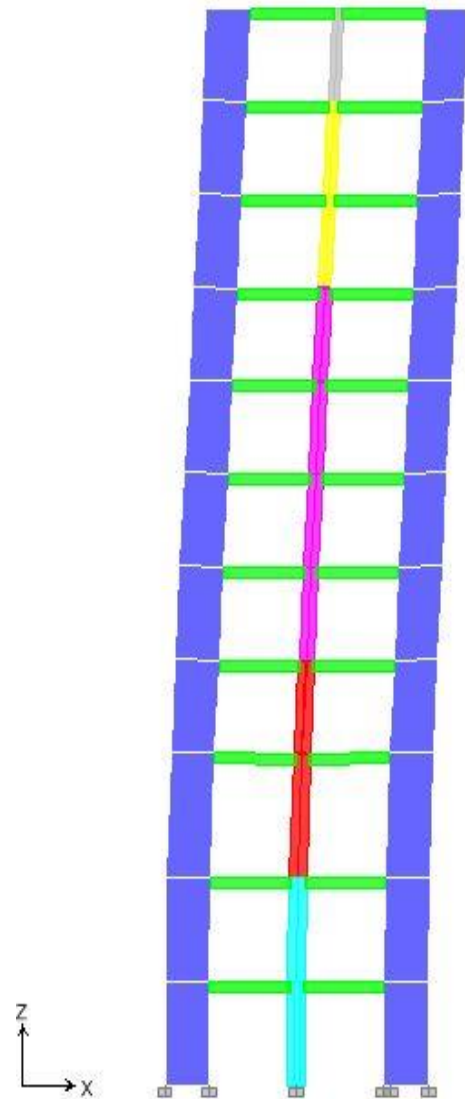


Fig. V.6. Petit bloc après la Déformation

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

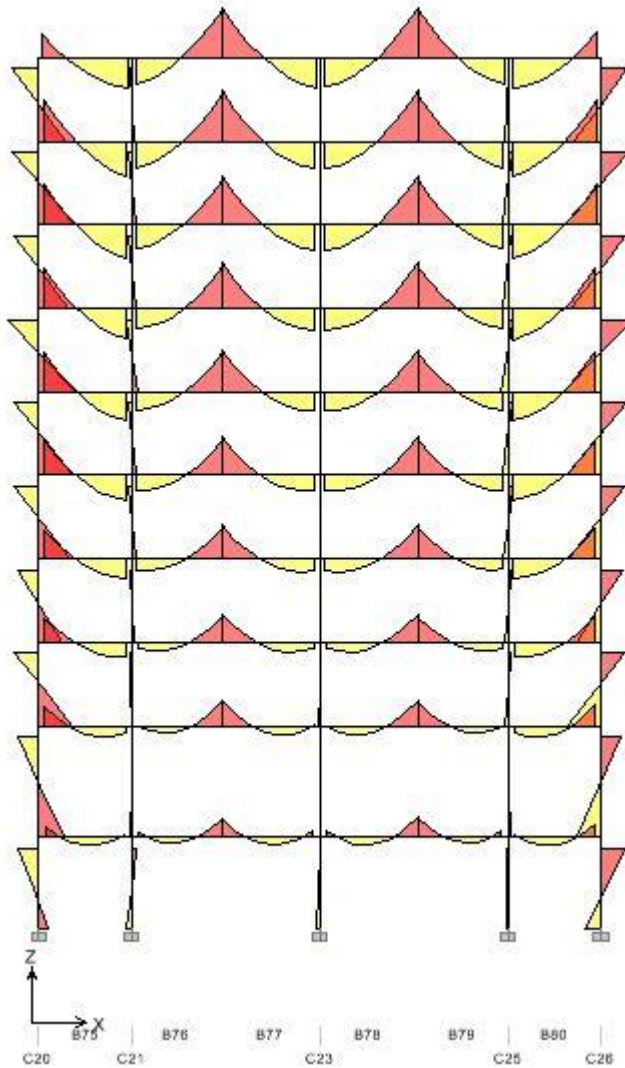


Fig .V.7.Diagramme des efforts Internes de Grand bloc.

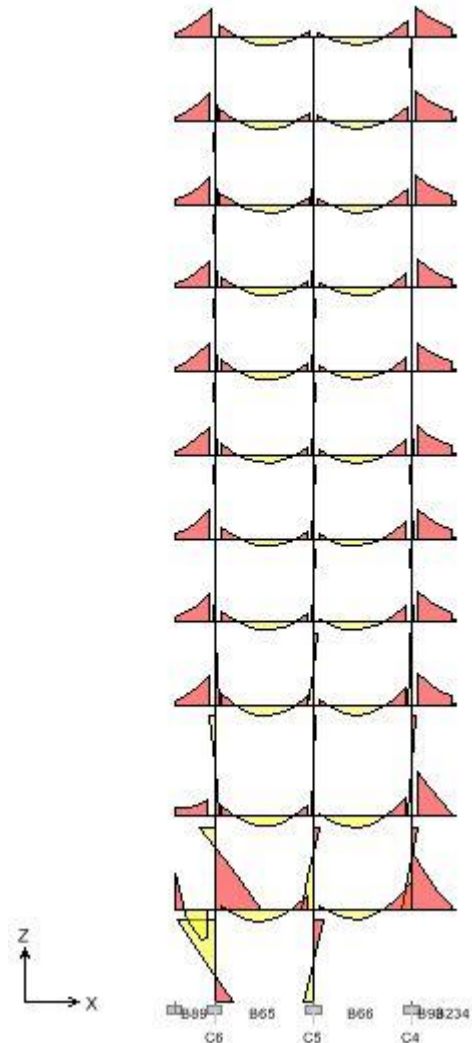


Fig .V.8.Diagramme des efforts Internes de Petit bloc

• 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 **Frame Out put** 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**.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ETAGE8	B35	ELU	0.150	0.00	-0.77	0.00	-0.021	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	0.567	0.00	-0.61	0.00	-0.021	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	0.567	0.00	-0.79	0.00	-0.020	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	0.850	0.00	-0.68	0.00	-0.020	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.133	0.00	-0.56	0.00	-0.020	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.133	0.00	-0.32	0.00	-0.019	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.417	0.00	-0.21	0.00	-0.019	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.700	0.00	-0.09	0.00	-0.019	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.700	0.00	0.20	0.00	-0.018	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	1.983	0.00	0.32	0.00	-0.018	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	2.267	0.00	0.43	0.00	-0.018	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	2.267	0.00	0.67	0.00	-0.017	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	2.550	0.00	0.78	0.00	-0.017	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	2.833	0.00	0.90	0.00	-0.017	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	2.833	0.00	0.68	0.00	-0.016	0.000
	ETAGE8	B35	ELU	3.250	0.00	0.85	0.00	-0.016	0.000
	ETAGE8	B35	ELS	0.150	0.00	-0.57	0.00	-0.013	0.000
	ETAGE8	B35	ELS	0.567	0.00	0.44	0.00	0.013	0.000

Fig. V.9.Efforts internes dans les poutres.

- 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.

On clique sur: **Display Show tables**

Dans **Frame Out put** on sélectionne «**Column forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ETAGE8	C2	ELU	0.000	-6.65	0.01	-1.86	0.000	-2.586
	ETAGE8	C2	ELU	1.330	-6.24	0.01	-1.86	0.000	-0.086
	ETAGE8	C2	ELU	2.660	-5.84	0.01	-1.86	0.000	2.396
	ETAGE8	C2	ELS	0.000	-4.86	0.00	-1.35	0.000	-1.856
	ETAGE8	C2	ELS	1.330	-4.56	0.00	-1.35	0.000	-0.056
	ETAGE8	C2	ELS	2.660	-4.26	0.00	-1.35	0.000	1.746
	ETAGE8	C2	GQE MAX	0.000	-4.60	2.09	-0.37	0.026	-0.506
	ETAGE8	C2	GQE MAX	1.330	-4.30	2.09	-0.37	0.026	-0.006
	ETAGE8	C2	GQE MAX	2.660	-4.00	2.09	-0.37	0.026	2.992
	ETAGE8	C2	GQE MIN	0.000	-5.13	-2.08	-2.33	-0.026	-3.216
	ETAGE8	C2	GQE MIN	1.330	-4.83	-2.08	-2.33	-0.026	-0.116
	ETAGE8	C2	GQE MIN	2.660	-4.53	-2.08	-2.33	-0.026	0.492
	ETAGE8	C2	GQEE MAX	0.000	-4.60	2.09	-0.37	0.026	-0.506
	ETAGE8	C2	GQEE MAX	1.330	-4.30	2.09	-0.37	0.026	-0.006
	ETAGE8	C2	GQEE MAX	2.660	-4.00	2.09	-0.37	0.026	2.992
	ETAGE8	C2	GQEE MIN	0.000	-5.13	-2.08	-2.33	-0.026	-3.216
	ETAGE8	C2	GQEE MIN	1.330	-4.83	-2.08	-2.33	-0.026	-0.116
	ETAGE8	C2	GQEE MIN	2.660	-4.53	-2.08	-2.33	-0.026	0.492

Fig. V.10.Efforts internes dans les poteaux.

- 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.

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
▶	ETAGE8	W87	Wall	12	94	ELU	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	ELU	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	ELU	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	ELU	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	ELS	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	ELS	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	ELS	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	ELS	Combination	-	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	GQE	Combination	Max	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	GQE	Combination	Max	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	GQE	Combination	Max	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	GQE	Combination	Max	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	GQE	Combination	Min	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	GQE	Combination	Min	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	GQE	Combination	Min	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	GQE	Combination	Min	
	ETAGE8	W87	Wall	12	94	GQEE	Combination	Max	
	ETAGE8	W87	Wall	12	325	GQEE	Combination	Max	

Fig. V.11.Efforts internes dans les voiles.

• 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 «Displacements».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ASCENSEUR	D12	E	2.3602	2.3873	0.1165	0.21359	0.28655	0.07493
	ETAGE8	D11	E	1.8163	1.8217	0.4530	0.23154	0.19131	0.03881
	ETAGE7	D10	E	1.3896	1.4090	0.4318	0.24206	0.20546	0.02607
	ETAGE6	D9	E	1.1868	1.2103	0.3559	0.19366	0.16566	0.02235
	ETAGE5	D8	E	1.1449	1.1588	0.2643	0.14114	0.12071	0.02407
	ETAGE4	D7	E	1.0927	1.0900	0.2458	0.13887	0.11861	0.02316
	ETAGE3	D6	E	1.0220	1.0037	0.2630	0.15644	0.13304	0.02086
	ETAGE2	D5	E	0.9973	0.9748	0.2267	0.13408	0.11427	0.02189
	ETAGE1	D4	E	0.9426	0.9277	0.1636	0.09319	0.08055	0.02329
	RDC	D3	E	0.7307	0.7246	0.1864	0.11486	0.09756	0.01950
	SSOL1	D2	E	0.2588	0.2599	0.1881	0.11523	0.11116	0.00744
	SSOL2	D1	E	0.0270	0.0269	0.0559	0.03694	0.03208	0.00262

Fig. V.12.Déplacements.

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante: Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir une (auto).

L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pourvoir (et même en tendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).

De plus il est possible créer un fichier vidéo a vide l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le **menu File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

- **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** » en suite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	SSOL2	15	E	2.74	2.02	21.82	4.802	6.248	0.060
	SSOL2	16	E	2.32	1.71	8.09	4.447	5.790	0.060
	SSOL2	17	E	2.42	2.03	29.33	4.801	5.902	0.060
	SSOL2	20	E	1.41	3.06	123.92	5.957	4.934	0.060
	SSOL2	21	E	2.24	1.49	11.93	4.212	5.856	0.060
	SSOL2	23	E	2.19	1.38	3.09	4.086	5.806	0.060
	SSOL2	25	E	2.24	1.50	11.95	4.245	5.857	0.060
	SSOL2	26	E	1.41	3.10	124.83	6.028	4.933	0.060
	SSOL2	28	E	2.21	1.15	33.37	3.867	5.965	0.060
	SSOL2	29	E	2.10	1.75	50.26	4.505	5.846	0.060
	SSOL2	30	E	2.10	1.19	29.19	3.870	5.843	0.060
	SSOL2	31	E	2.10	1.75	50.10	4.486	5.846	0.060
	SSOL2	32	E	2.21	1.14	33.21	3.837	5.965	0.060
	SSOL2	286	E	0.59	20.37	72.76	22.229	2.385	0.303
	SSOL2	287	E	0.59	20.93	73.55	22.526	2.385	0.303
	SSOL2	311	E	47.86	0.68	217.55	2.089	29.034	0.231
	SSOL2	312	E	47.82	0.67	217.19	2.066	29.034	0.231
	SSOL2	401	E	84.73	28.20	48.02	0.000	0.000	0.000

Fig. V.13.Effort tranchant et moment sismique à la base.

- **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 **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

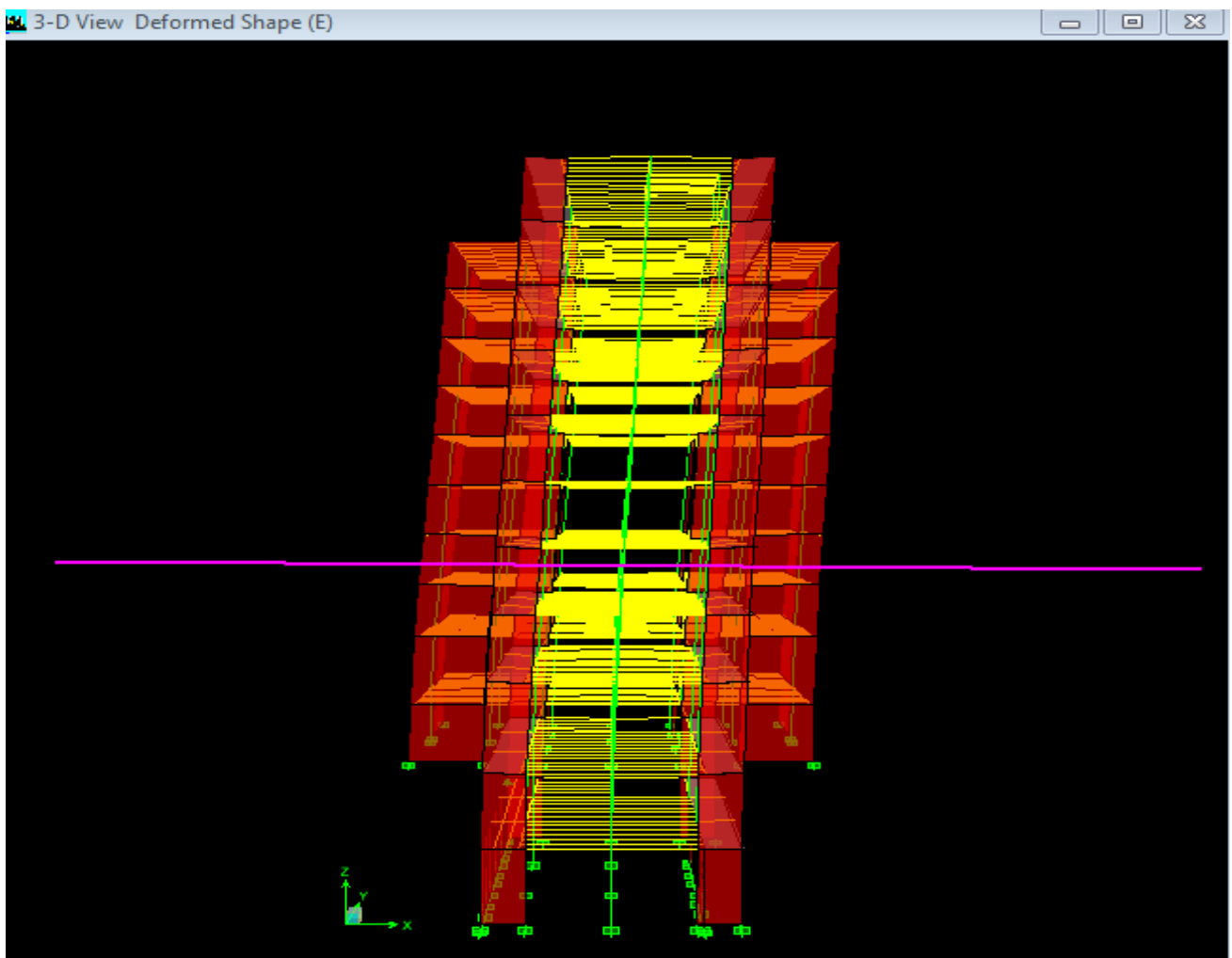


Fig. V.14. Effort tranchant de niveau (sens xx).

➤ sens transversale (XX).

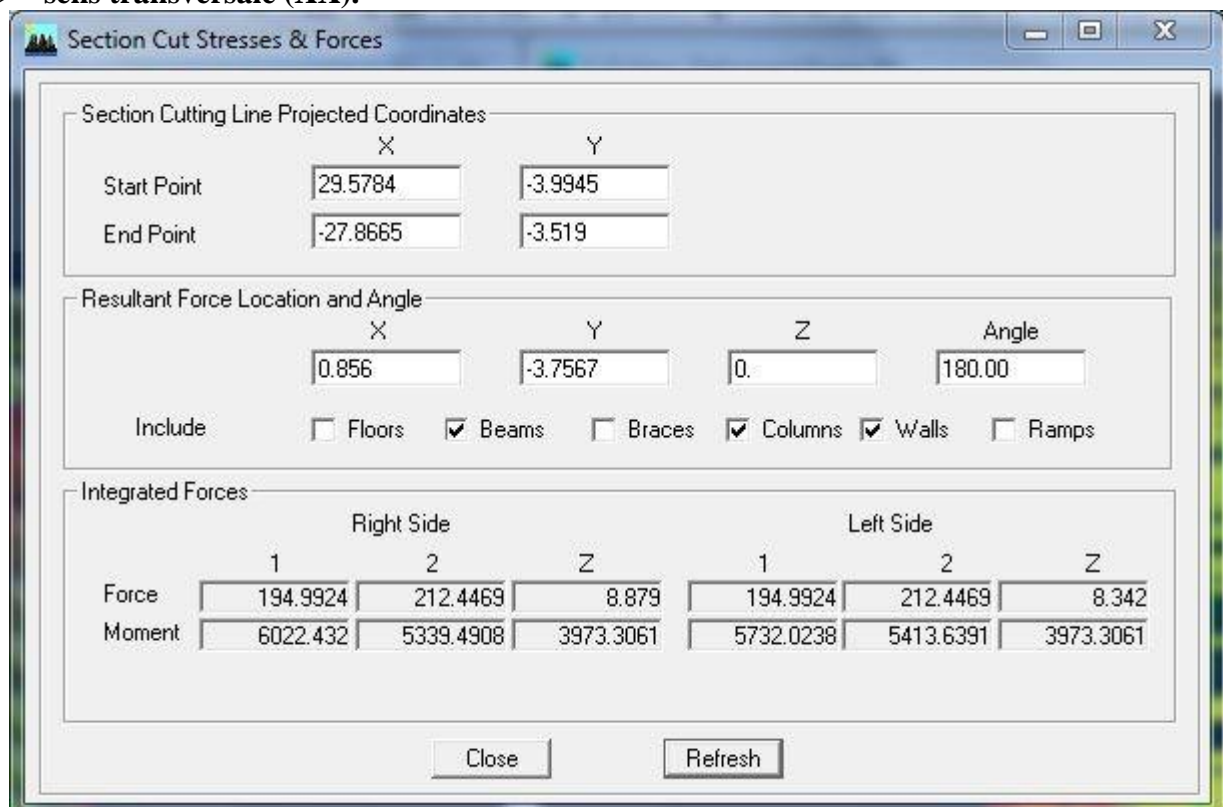


Fig. V. 15.Efforts repris par l'ensemble selon Ex (sens transversale).

En désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

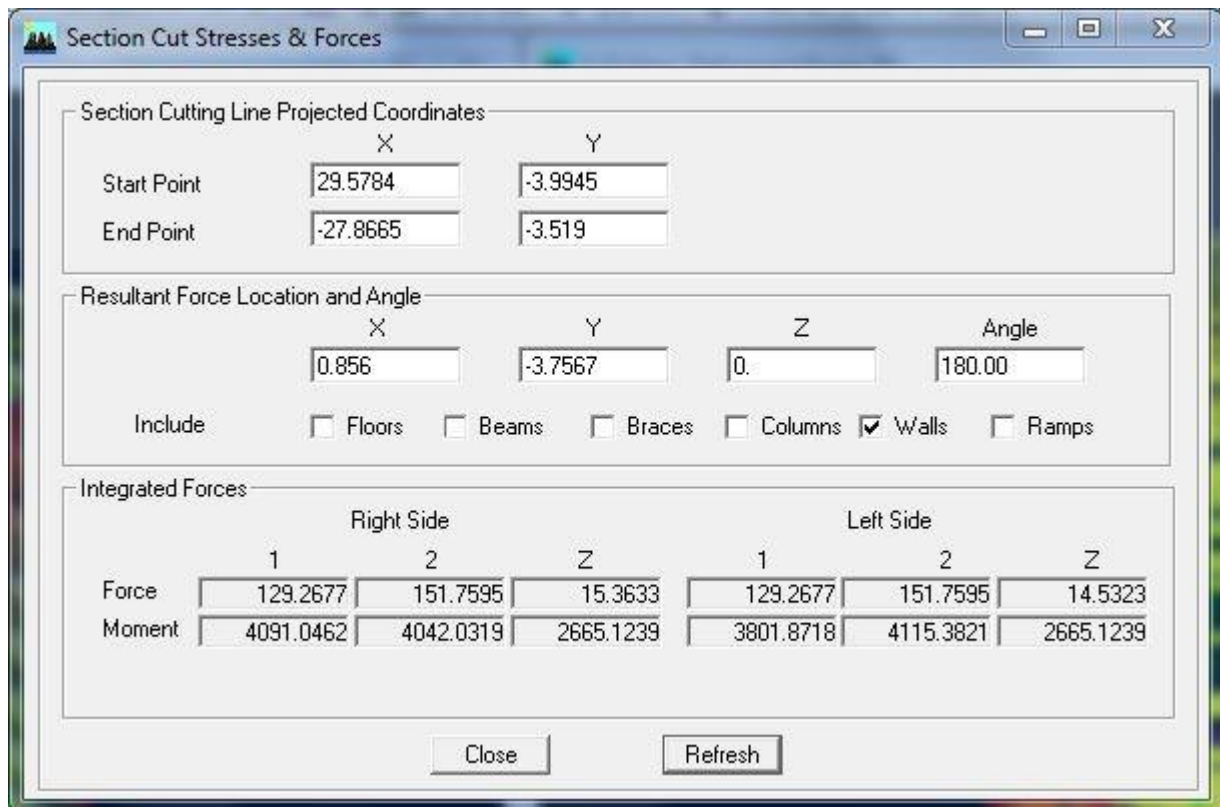


Fig. V.16.Efforts repris par les voiles selon Ex (sens transversale).

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques.

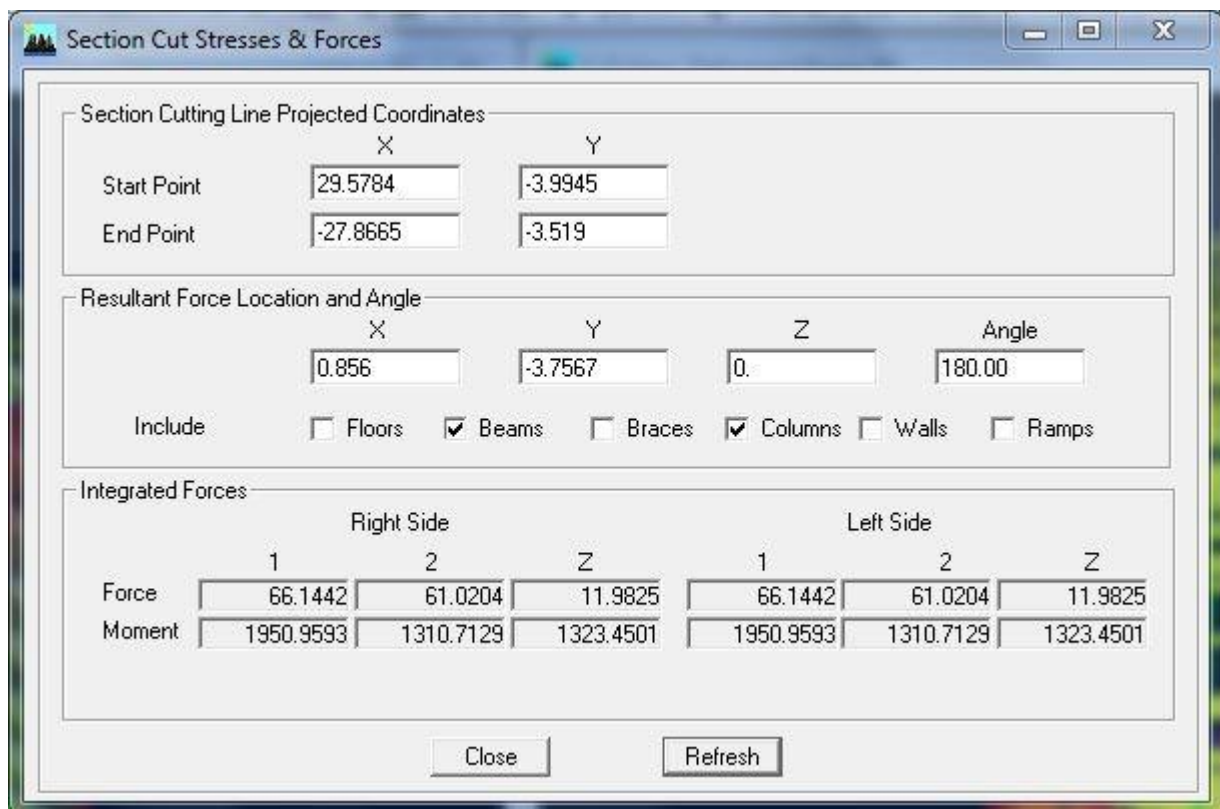


Fig. V.17.Efforts repris par les portiques selon Ex (sens transversale).

➤ sens longitudinale(YY).

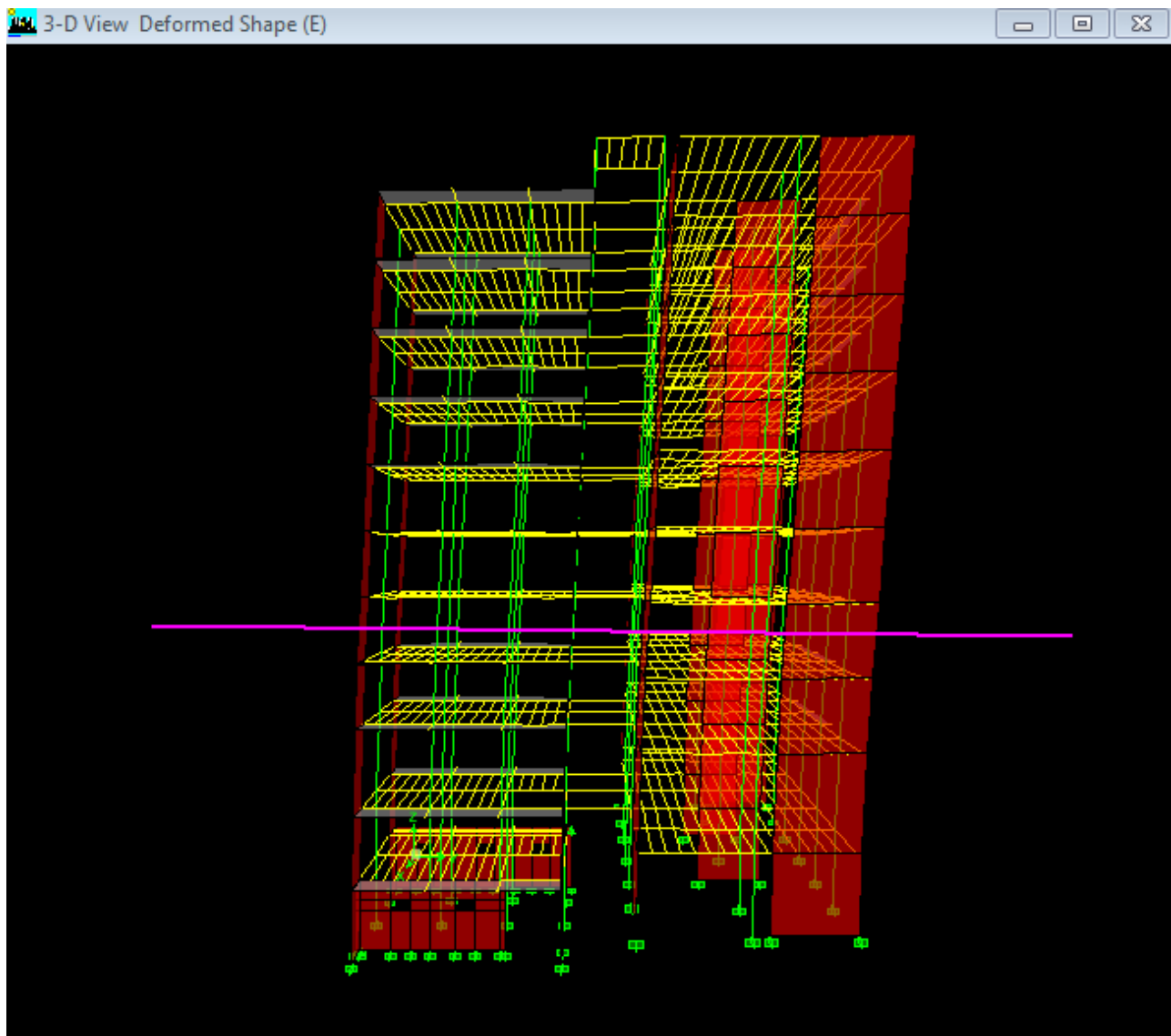


Fig. V.18. Effort tranchant de niveau (sens yy).

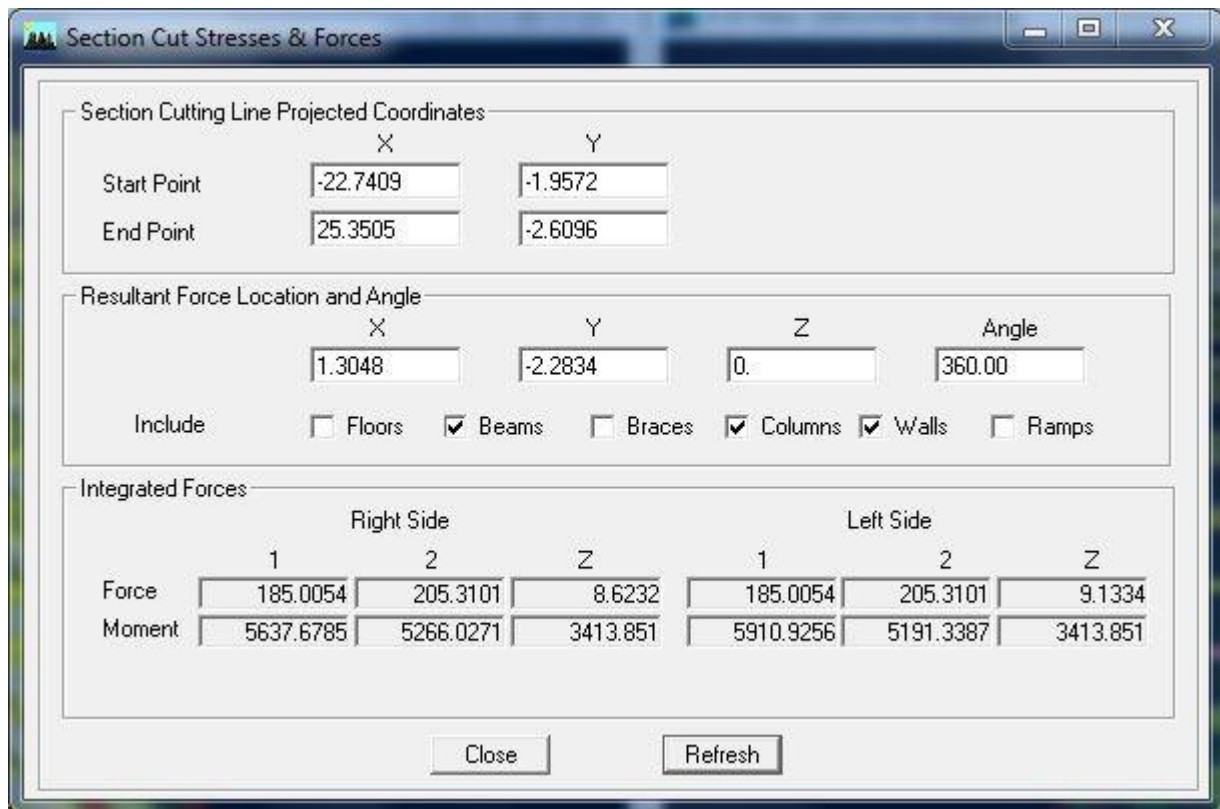


Fig. V.19.Efforts repris par l'ensemble selon Ey (sens longitudinale).

En désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

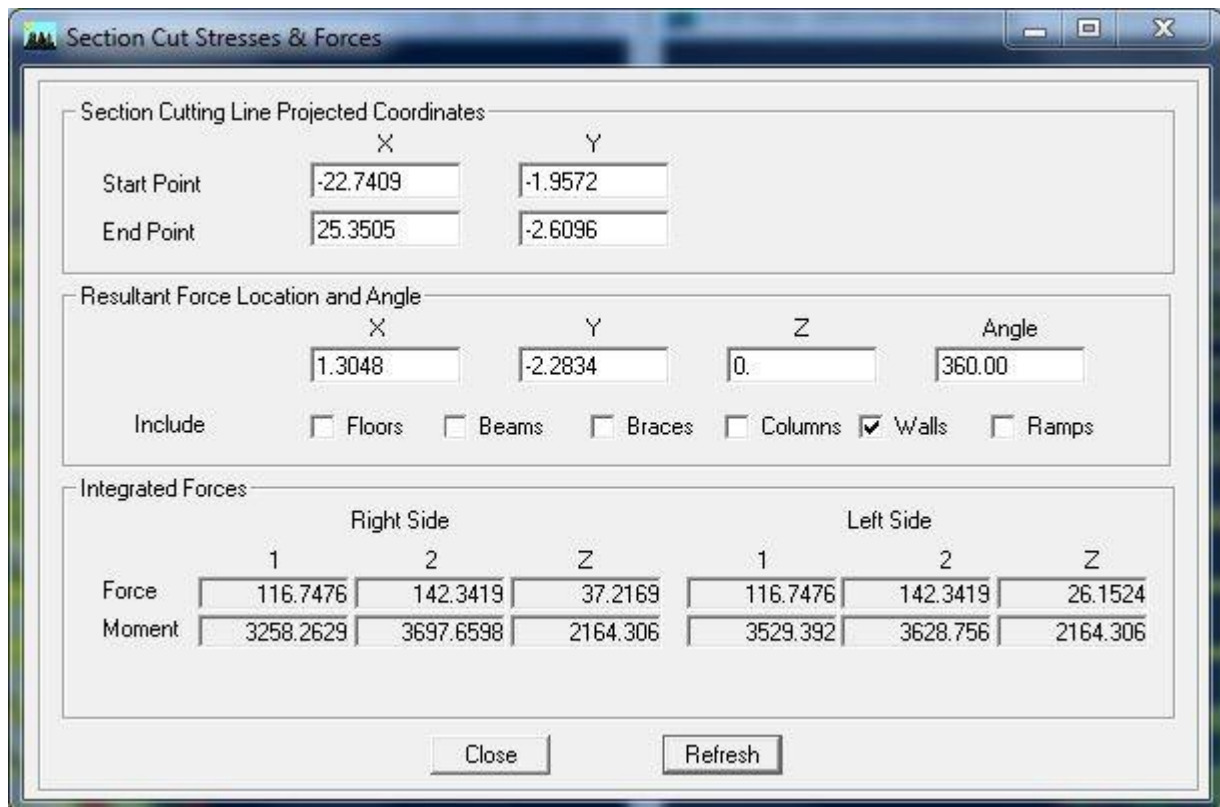


Fig. V.20.Efforts repris par les voiles selon Ey (sens longitudinale).

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques.

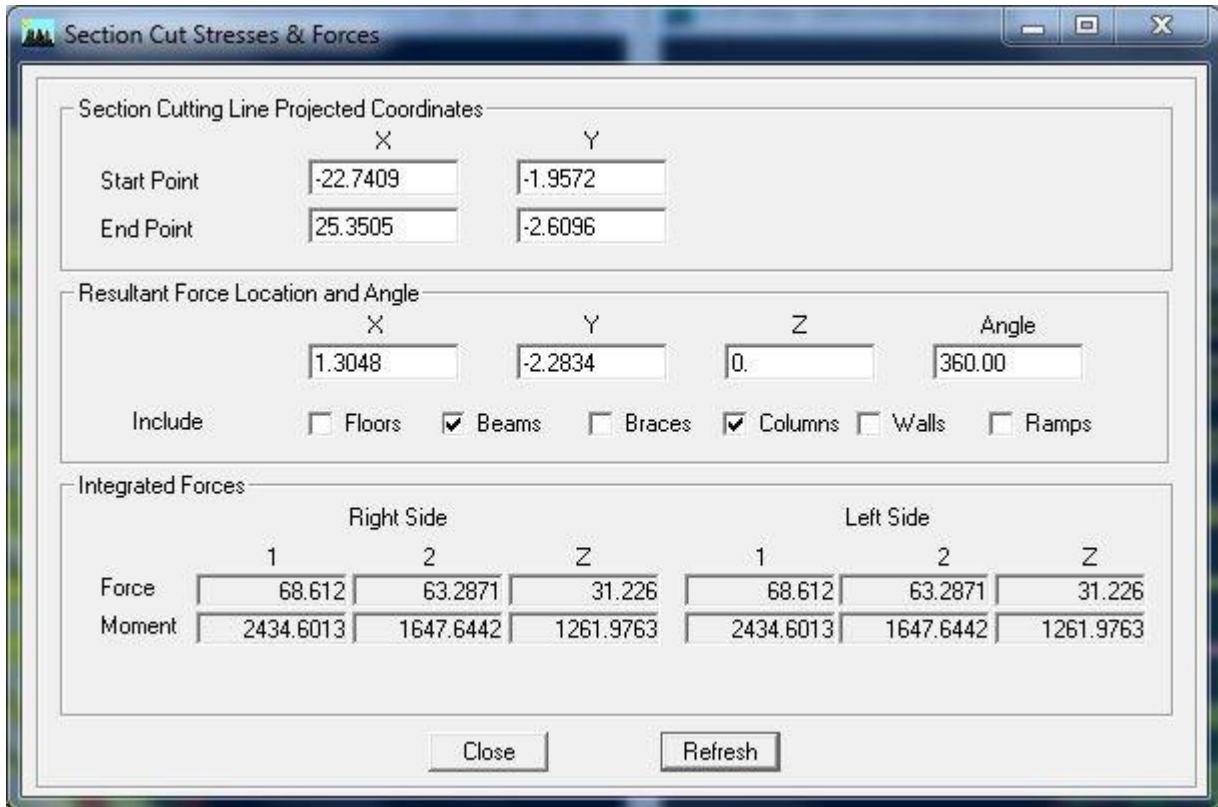


Fig. V.21. Efforts repris par les portiques selon Ey (sens longitudinale).

V.6. Calcul du pourcentage de participation des charges :

On a le type de contreventement de notre structure est portiques contreventé par des voiles.

Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

➤ **Suivant xx :**

- Efforts repris par l'ensemble : **1949.92 KN.**
- Efforts repris par les portiques : **661.44 KN.**
- Efforts repris par les voiles : **1292.67 KN.**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **33.92%.**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **66.08%.**

➤ **Suivant yy :**

- Efforts repris par l'ensemble : **1850.05 KN.**
- Efforts repris par les portiques : **686.12 KN.**
- Efforts repris par les voiles : **1167.47 KN.**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **37.08%.**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **62.92%.**

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celle des portiques et cela dans les deux sens (les portiques vont reprendre au moins **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le (**RPA99ver2003/Art 3.4.A**), le système de contreventement est du type **4b**: système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**.

Remarque

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyzese** retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte

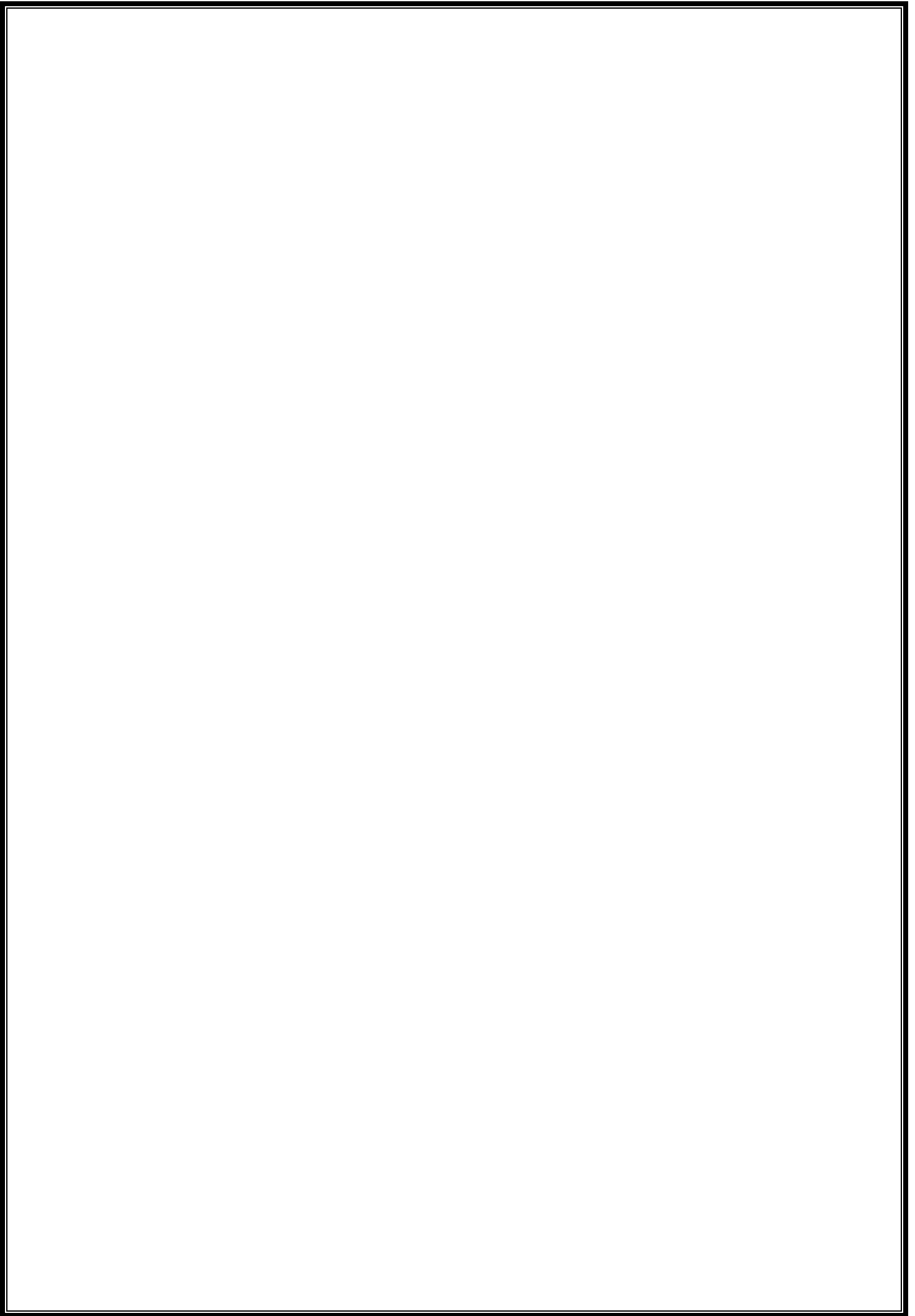
Tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire:

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec rechercher de Windows.

CHAPITRE VI

Vérifications aux RPA



Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Les déplacements inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.
- Vérification de l'excentricité.

VI.1. Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- **Pour les poteaux de (50x50) cm² :** $N_d=1786.7$ kN

$$V = \frac{1786.7}{(50 \times 50 \times 2.5)} = 0.285 < 0.3$$

Condition vérifiée.
- **Pour les poteaux de (45x45) cm² :** $N_d=1507.2$ kN

$$V = \frac{1507.2}{(45 \times 45 \times 2.5)} = 0.297 < 0.3$$

Condition vérifiée.
- **Pour les poteaux de (40x40) cm² :** $N_d=1068.50$ kN

$$V = \frac{1068.50}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.267 < 0.3$$

Condition vérifiée.
- **Pour les poteaux de (35x35) cm² :** $N_d=417.80$ kN

$$V = \frac{417.80}{(35 \times 35 \times 2.5)} = 0.136 < 0.3$$

Condition vérifiée.
- **Pour les poteaux de (30x30) cm² :** $N_d=126.00$ kN

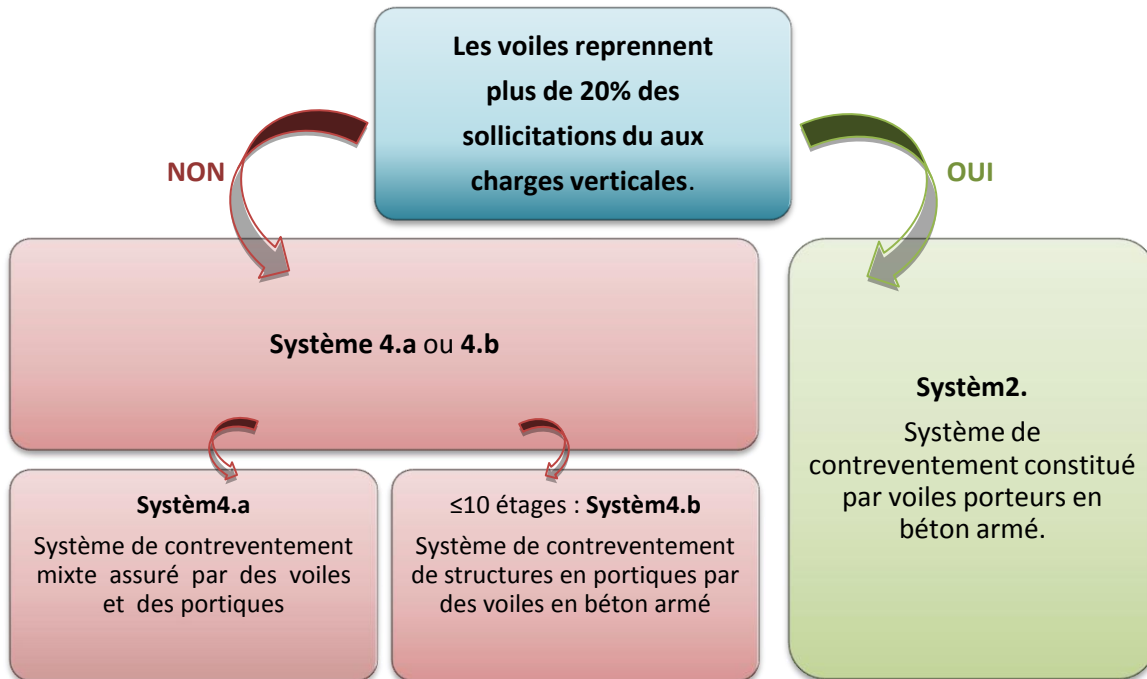
$$V = \frac{126.00}{(30 \times 30 \times 2.5)} = 0.056 < 0.3$$

Condition vérifiée.

VI.2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.
 4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
 4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

VI.3. Justification du système de contreventement :

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E.L.U)

Charges verticales totales = **49988.00 KN**

- **Charges verticales reprise par les portiques : 25640.24 kN (51.29 %)**
- **Charges verticales reprise par les voiles : 24396.92 kN (48.71 %)**
 De plus, Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E spectre)
- **Charges sismiques totales (efforts tranchants à la base) :**
 Sens xx : **1949.92 KN**
 Sens yy : **1850.05 KN**
- **Charges sismiques reprise par les portiques :**
 Sens xx : **661.44 KN (33.92%)**
 Sens yy : **686.12 KN (37.08%)**
- **Charges sismiques reprise par les voiles :**
 Sens xx : **1292.67 KN (66.08%)**
 Sens yy : **1167.47 KN (62.92%)**

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

VI.4. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}

V_{etabs} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

$A = 0.15$ (coefficient d'accélération de zone : zone II_a, groupe 2).

$R = 3.5$ (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

$W = 33831.06$ KN poids total de la structure obtenue par logiciel l'etabs.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	718	08GEE MAX	25.43	0.06	50.78	0.233	2.198	0.006
BASE	718	08GEE MIN	-3.04	-0.13	1.85	-0.095	-1.857	-0.021
BASE	718	12GQE MAX	34.22	0.06	69.50	0.302	2.647	0.006
BASE	718	12GQE MIN	0.05	-0.17	10.79	-0.090	-2.218	-0.031
BASE	718	12GQEE MAX	34.22	0.06	69.50	0.302	2.647	0.006
BASE	718	12GQEE MIN	0.05	-0.17	10.79	-0.090	-2.218	-0.031
Summation	0, 0, Base	DEAD	0.00	0.00	3241.45	41619.850	-33412.356	0.000
Summation	0, 0, Base	LIVE	0.00	0.00	708.28	8696.980	-7306.244	0.000

$$W = (G+0.2Q) \times 10 = (3241.45 + 0.2 \times 708.28) \times 10 = 33831.06 \text{ KN.}$$

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

- **Calcul de facteur de qualité Q :** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est observé ou non"

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{Sens x-x : } (6.7+6.7) / 20.60 = 0.65 \leq 0.25$$

Condition n'est pas vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } (13+0) / 22 = 0.59 \leq 0.25$$

Condition n'est pas vérifiée.

La régularité en plan n'est pas vérifiée :

$$P_{1x} = 0.05 ; P_{1y} = 0.05$$

▪ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Condition vérifiée.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition n'est pas vérifiée.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Condition vérifiée.

La régularité en élévation n'est pas vérifiée : $P_{2x} = 0,05$; $P_{2y} = 0,05$.

Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : il ya s des files qui contient deux travées

Condition n'est pas vérifiée.

Sens y-y : il ya s des files qui contient deux travées

Condition n'est pas vérifiée.

$P_{3x} = 0,05$; $P_{3y} = 0,05$.

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : les files ne sont pas disposées symétriquement

Condition n'est pas vérifiée.

Sens y-y : les files ne sont pas disposées symétriquement

Condition n'est pas vérifiée.

$P_{4x} = 0,05$; $P_{4y} = 0,05$

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0.00$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx et Sens yy :

Critère q	Pénalité p_q (x-x)	Pénalité p_q (y-y)
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	0.00

D'où :

$$Q = Q_{xx} = Q_{yy} = 1 + \sum P_q = 1.20$$

• **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Période donné par l'ETABS est :

$$\begin{cases} T_{etabs} = 0.959672 \text{ S} & \text{(mode 1) translation.} \\ T_{etabs} = 0.840879 \text{ S} & \text{(mode 2) translation.} \\ T_{etabs} = 0.811478 \text{ S} & \text{(mode 3) rotation.} \end{cases}$$

Période donnée par les formules empiriques est :

$$T = \text{Min} \{ 0,09 h_n / \sqrt{D} ; C_T (h_n)^{3/4} \}$$

Avec :

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considère.

$$D_x = 20.60 \text{ m.} \quad D_y = 22.00 \text{ m}$$

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau jusqu'à l'ascenseur <<n>>. h_n=38.36 m

C_T : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) → C_T = 0.05.

$$\text{Sens x-x : } T = \min \{ 0.760 \text{ s} ; 0.770 \text{ s} \} = 0.760 \text{ s}$$

$$\text{Sens y-y : } T = \min \{ 0.736 \text{ s} ; 0.770 \text{ s} \} = 0.736 \text{ s}$$

L'article (4.2.4 du RPA99/ 2003) postule que :

“Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques (ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur

D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
T _{etabs} > T _{empirique}	T = T _{empirique}
T _{empirique} < T _{etabs} < 1,3T _{empirique}	T = T _{etabs}
1,3 T _{empirique} < T _{etabs}	T = 1,3T _{empirique}

$$T_{emp} = 0.760 < T_{etabs} = 0.959672 \text{ s} < 1,3T_{emp} = 1.3 \times 0.760 = 0.988 \text{ s} \rightarrow T = T_{etabs} = 0.959672 \text{ s}$$

$$T_{emp} = 0.736 < T_{etabs} = 0.840879 \text{ s} < 1,3T_{emp} = 1.3 \times 0.736 = 0.9568 \text{ s} \rightarrow T = T_{etabs} = 0.840879 \text{ s}$$

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

$$T_2 = 0.50 \text{ s (site 3)} \quad (4.2 \text{ RPA } 99 / 2003) \quad \text{donc} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\text{Avec } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 / 2003)

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

- Dans le (sens x-x) :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.959672} \right)^{2/3} = 1.32$$

- Dans le (sens y-y) :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.840879} \right)^{2/3} = 1.44$$

- Dans le (sens x-x) :

$$\text{Application numérique : } V_{mse} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1,32 \times 1.20}{3.50} \cdot 33831.06 = 2296.64 \text{ KN}$$

- Dans le (sens y-y) :

$$\text{Application numérique : } V_{mse} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1,44 \times 1.20}{3.50} \cdot 33831.06 = 2505.43 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour cela on sélectionne les éléments de la base → support réactions → choisir la combinaison E

Les efforts tranchants à la base sont donnés par les colonnes :

$$\text{Global } F_x : \text{ dans le sens } xx : \quad \mathbf{V_{etabs} = 2227.20 \text{ kN}}$$

$$\text{Global } F_y : \text{ dans le sens } yy : \quad \mathbf{V_{etabs} = 2416.50 \text{ kN}}$$

- Vérification :

$$\text{Sens } xx : V_{etabs} = 2227.20 > 80\% V_{mse} = 1837.31 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

$$\text{Sens } yy : V_{etabs} = 2416.50 \text{ kN} > 80\% V_{mse} = 2004.34 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

VI.5. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

$$\Delta_k \leq 1\%h$$

- **Calcul des déplacements : (RPA article 4.34)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

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

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

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous :

show table → displacements → displacements data → Diaphragm CM Displacement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	R	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1%h	Obs
Ascenseur	0.0305	0.0265	3.50	0.1067	0.0927	0.0010	0.0024	0.0300	CV
Etage8	0.0302	0.0258	3.50	0.1057	0.0903	0.0102	0.0091	0.0306	CV
Etage7	0.0373	0.0232	3.50	0.0955	0.0812	0.0105	0.0095	0.0306	CV
Etage6	0.0243	0.0205	3.50	0.0850	0.0717	0.0112	0.0101	0.0306	CV
Etage5	0.0211	0.0176	3.50	0.0738	0.0616	0.0119	0.0102	0.0306	CV
Etage4	0.0177	0.0147	3.50	0.0619	0.0514	0.0122	0.0105	0.0306	CV
Etage3	0.0142	0.0117	3.50	0.0497	0.0409	0.0123	0.0105	0.0306	CV
Etage2	0.0107	0.0087	3.50	0.0374	0.0304	0.0119	0.0098	0.0306	CV
Etage1	0.0073	0.0059	3.50	0.0255	0.0206	0.0108	0.0087	0.0306	CV
RDC	0.0042	0.0034	3.50	0.0147	0.0119	0.0109	0.0088	0.0408	CV
Entre.sol1	0.0011	0.0009	3.50	0.0038	0.0031	0.0038	0.0031	0.0340	CV
Entre.sol2	0.0000	0.0000	3.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0340	CV

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

VI.6. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.959672	69.2739	0.0036	0.0000	69.2739	0.0036	0.0000	0.0054
	2	0.840879	0.0093	70.3265	0.0000	69.2833	70.3302	0.0000	97.2380
	3	0.811478	1.7388	0.0470	0.0000	71.0221	70.3771	0.0000	0.0623
	4	0.257698	13.9039	0.0003	0.0000	84.9260	70.3774	0.0000	0.0000
	5	0.221638	0.0029	15.3717	0.0000	84.9289	85.7492	0.0000	1.5999
	6	0.208074	0.5963	0.0296	0.0000	85.5252	85.7787	0.0000	0.0037
	7	0.132390	0.5106	0.0003	0.0000	86.0358	85.7790	0.0000	0.0000
▶	8	0.129598	0.0001	0.3085	0.0000	86.0359	86.0875	0.0000	0.0624
	9	0.109830	4.8000	0.0002	0.0000	90.8359	86.0877	0.0000	0.0000
	10	0.105921	0.0073	0.0003	0.0000	90.8432	86.0879	0.0000	0.0000
	11	0.095191	0.0001	5.3209	0.0000	90.8433	91.4088	0.0000	0.5646
	12	0.088986	0.4347	0.0000	0.0000	91.2779	91.4089	0.0000	0.0001

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la **condition du RPA est vérifiée**.

VI.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» = $\sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» = $\sum F_i$

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

h_k : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	P_k (KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		Δ_k (m)	V_K	$V_k \times h_k$	θ_x	Δ_k (m)	V_K	$V_k \times h_k$	θ_y
Ascenseur	161.80	0.0010	27.70	83.10	0.001947	0.0024	28.40	85.20	0.004557
Etage8	3753.40	0.0102	448.20	1371.50	0.027914	0.0091	488.90	1496.04	0.022283
Etage7	8574.50	0.0105	832.50	2547.45	0.035342	0.0095	908.30	2779.40	0.029307
Etage6	13466.00	0.0112	1131.5	3462.40	0.043559	0.0101	1235.7	3781.24	0.035968
Etage5	18357.60	0.0119	1382.0	4228.92	0.051657	0.0102	1510.6	4622.44	0.040508
Etage4	23330.50	0.0122	1602.2	4902.73	0.058055	0.0105	1751.5	5359.60	0.045706
Etage3	28303.40	0.0123	1790.9	5480.15	0.063525	0.0105	1955.4	5983.52	0.049667
Etage2	33276.30	0.0119	1949.9	5966.70	0.066366	0.0098	2124.5	6500.97	0.050162
Etage1	38249.20	0.0108	2083.5	6375.51	0.064793	0.0087	2265.3	6931.82	0.048005
RDC	44155.10	0.0109	2190.3	8936.42	0.053857	0.0088	2378.4	9703.87	0.040042
Entre.sol1	50558.10	0.0038	2226.6	7570.44	0.025377	0.0031	2416.4	8215.76	0.019076
Entre.sol2	18695.00	0.0000	645.20	2193.68	0.000000	0.0000	181.0	615.40	0.000000

Remarque :

La condition = $\theta_k < 0.10$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, d'où Les effets du second ordre (effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le calcul des éléments structuraux.

VI.8. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article (4.3.7 du RPA99/2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M : centre de masse
 C_R : centre de rigidité

On doit vérifier :

Sens xx : $|C_m - C_R| \leq 5\% L_x$

Sens yy : $|C_m - C_R| \leq 5\% L_y$

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : show table → building output → center Mass Rigidity
 Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Sens x-x				Sens y-y				Obs
	C _m	C _R	C _m - C _R	5% L _x	C _m	C _R	C _m - C _R	5% L _y	
E-sol2	9.988	5.220	4.768	0.36	4.670	10.050	5.38	0.340	CNV
E-sol1	10.276	10.258	0.0180	1.03	13.270	12.247	1.023	1.10	CV
RDC	10.325	10.295	0.0300	1.03	13.122	12.198	0.924	1.10	CV
Etage1	10.331	10.307	0.0240	1.03	13.187	12.296	0.891	1.10	CV
Etage2	10.332	10.315	0.0170	1.03	13.186	12.365	0.821	1.10	CV
Etage3	10.332	10.322	0.0100	1.03	13.186	12.431	0.755	1.10	CV
Etage4	10.332	10.327	0.0050	1.03	13.186	12.491	0.695	1.10	CV
Etage5	10.332	10.332	0.0000	1.03	13.185	12.545	0.640	1.10	CV
Etage6	10.332	10.336	0.0040	1.03	13.184	12.586	0.598	1.10	CV
Etage7	10.332	10.339	0.0070	1.03	13.183	12.617	0.566	1.10	CV
Etage8	10.347	10.341	0.0060	1.03	13.060	12.630	0.430	1.10	CV
Ascenseur	12.104	12.051	0.0530	0.18	11.400	11.444	0.044	0.16	CV

Remarque :

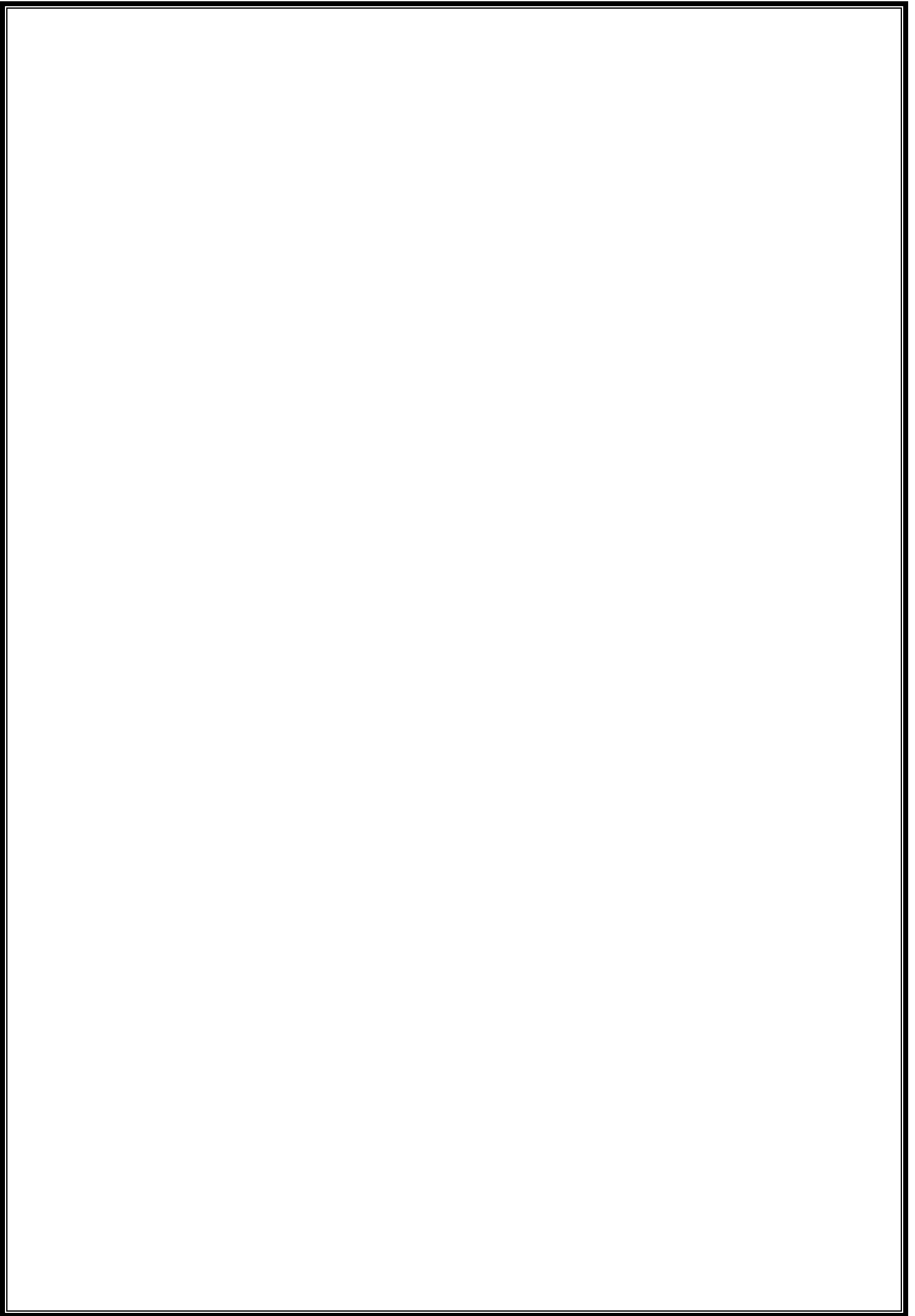
La 1 ère condition n'est pas vérifiée a cause que logiciel l'Etabs n'a pas pris en considération le chainage entre le plancher du 2 E-Sol et le radier du 1 er E-Sol.

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments Structuraux.

CHAPITRE VII

Ferraillage des poutres



Introduction :

Ces chapitres sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

- ELU (1.35G +1.5Q)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

En suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VII.1. Recommandations du RPA :

a. Pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \text{ en toute section}$$

. Poutres principales ; PP (30 x 40), $A_{\min} = 6\text{cm}^2$

. Poutres secondaires ;PS (30 x 35), $A_{\min} = 5.25\text{cm}^2$

b. Pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \text{ en zone courante et } A_{\max} = 6\% (b \times h) \text{ pour la zone de recouvrement}$$

. Poutres, principales PP(30 x 40).

$$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)} ; A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

. Poutres secondaires PS (30 x 35),

$$A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)} ; A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

c. La longueur de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)

d. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

e. Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

f. Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

g. La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

h. L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- i. La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- j. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2. Etapes de calcul de ferraillage :

a. Armatures longitudinale :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

· **Calcul du moment réduit « μ » :**
$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$$

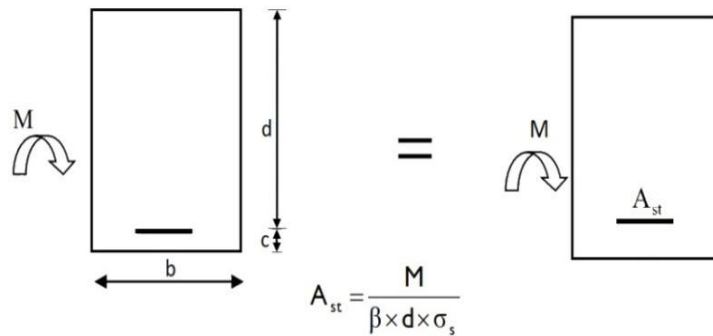
· **Définition du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

· **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :**

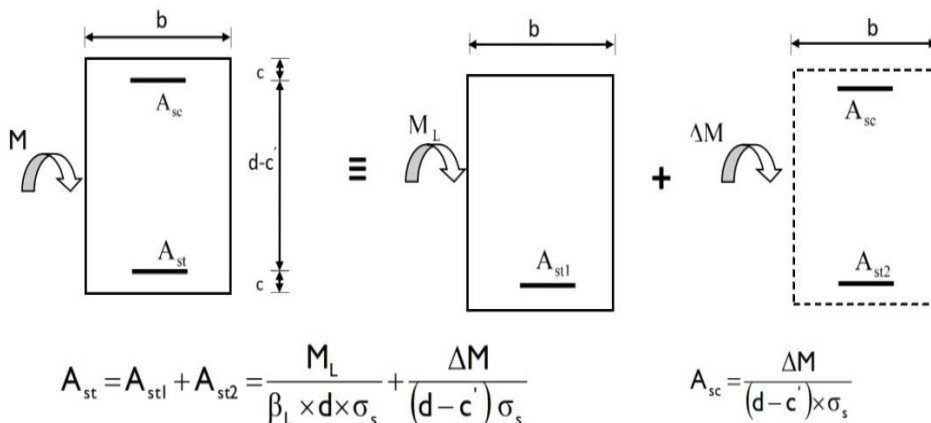
1^{er} cas : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)



2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



VII.3. Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferraillage.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{Acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

a. Poutres principales :

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x40) travée pour les deux sous-sols de $M_{ELU} = 53.65$ kN.m

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{53.65 \cdot 10^3}{30 \cdot 38^2 \cdot 14.2} = 0.088 \leq \mu_1$ (SSA) de $\beta = 0.954$

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2$ MPa

et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8$ MPa.

$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{53.65 \cdot 10^3}{0.954 \cdot 38 \cdot 348} = 4.25$ cm² on prend 3HA16

$A_{sup} = 3HA16 = 6.03$ cm², $A_{inf} = 3HA16 = 6.03$ cm²

donc $A_{tot} = 6HA16 = 12.06$ cm²

$A_{min} = 5.25$ cm² $\leq A_{tot} = 6HA16 = 12.06$ cm² $\leq A_{max} = 42$ cm² **Condition vérifiée.**

Tous Les résultats des ferraillages sont donnés dans les tableaux suivants :

a₁) Poutres principales non adhérees aux voiles (sens longitudinal): $A_{min} = 6$ cm² [0,5% (b x h)] :

Niv	M (kN.m)		μ	Obs	β	A_s (cm ²)	Ferraillage		$A_{adopter}$ (cm ²)
							Fillantes	Chapeaux	
1 ^{er} et 2 ^{eme} entres – sols	A _{PP}	G+Q+E -68.58	0.086	SSA	0.955	4.72	3HA14	2HA14	7.70
	Trav	0.8G+E ELU 53.65	0.088	SSA	0.954	4.25	3HA16	/	6.03
RDC + 1 ^{er} étage	A _{PP}	G+Q+E -83.42	0.104	SSA	0.945	5.80	3HA14	2HA14	7.70
	Trav	0.8G+E ELU 50.34	0.082	SSA	0.957	3.98	3HA16	/	6.03
2 ^{eme} au 6 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E -83.07	0.104	SSA	0.945	5.78	3HA14	2HA14	7.70
	Trav	0.8G+E ELU 38.83	0.064	SSA	0.967	3.03	3HA16	/	6.03
6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E -70.73	0.088	SSA	0.954	4.87	3HA14	2HA14	7.70
	Trav	0.8G+E ELU 38.99	0.064	SSA	0.967	3.04	3HA16	/	6.03
8 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E -44.69	0.056	SSA	0.971	3.04	3HA14	2HA14	7.70
	Trav	0.8G+E ELU 36.58	0.060	SSA	0.969	2.85	3HA16	/	6.03

Tableau VII.1.Ferraillage des poutres principales non proches aux voiles.

a₂) Poutres principales adhérees aux voiles (sens longitudinal) $A_{\min} = 6\text{cm}^2 [0,5\% (b \times h)] :$

Niv	M (kN.m)		μ	Obs	β	A_s (cm ²)	Ferrillage		A_{adopter} (cm ²)	
	A _{PP}	Trav					Fillantes	Chapeaux		
1 ^{er} et 2 ^{eme} Entres – sols	A _{PP}	G+Q+E 0.8G+E	-134.30	0.168	SSA	0.907	9.74	3HA14	3HA16	10.65
	Trav	ELU	56,25	0.092	SSA	0.952	4.46	3HA16	/	6.03
RDC + 1 ^{er} étage	A _{PP}	G+Q+E 0.8G+E	-159.74	0.200	SSA	0.887	11.84	3HA16	3HA16	12.06
	Trav	ELU	52,53	0.086	SSA	0.955	4.16	3HA16	/	6.03
2 ^{eme} au 6 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E 0.8G+E	-155.17	0.194	SSA	0.891	11.45	3HA16	3HA16	12.06
	Trav	ELU	40,73	0.066	SSA	0.966	3.18	3HA16	/	6.03
6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E 0.8G+E	-136.53	0.170	SSA	0.906	9.91	3HA14	3HA16	10.65
	Trav	ELU	40.56	0.066	SSA	0.966	3.17	3HA16	/	6.03
8 ^{eme} étage.	A _{PP}	G+Q+E 0.8G+E	-121.59	0.152	SSA	0.917	8.72	3HA14	3HA14	9.24
	Trav	ELU	39.25	0.064	SSA	0.960	3.09	3HA16	/	6.03

Tableau .VII.2.Ferrillage des Poutres principales adhérees aux voiles.

b₁) Poutres secondaires non proches aux voiles (sens transversal): $A_{\min} = 5.25\text{cm}^2 [0,5\% (b \times h)] :$

$$\text{Pour le 1}^{\text{er}} \text{ et le 2}^{\text{eme}} \text{ Entre – sols : } (0.8G \pm E) \Rightarrow \begin{cases} M^{\text{max}} = -29.59 \text{ kN.m} \\ M^{\text{min}} = +20.44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$(G + Q \pm E) \Rightarrow \begin{cases} M^{\text{max}} = -27.01 \text{ kN.m} \\ M^{\text{min}} = +21.43 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M^{\text{sup}} = \max(|-29.59| - 27.01) \\ M^{\text{inf}} = \max(|+20.44| + 21.43) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M^{\text{sup}} = -29.59 \\ M^{\text{inf}} = +21.43 \end{cases} \text{ kN.}$$

Niv	M (kN.m)				μ	Obs	β	A_s (cm ²)	Ferrillage		A_{adopte} (cm ²)	
									Fillantes	Chapeaux		
1 ^{er} et 2 ^{eme} Entres sols	A _{PP}	sup	G+Q+E	-29.59	29.59	0.048	SSA	0.975	2.29	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-27.01								
	inf	G+Q+E	20.44	21.43	0.036	SSA	0.982	1.65	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58	
		0.8G+E	21.43									
	Trav	ELU		/	7.77	0.016	SSA	0.992	0.68	2HA16 +1HA14	/	5.56
RDC et 1 ^{er} étage	A _{PP}	sup	G+Q+E	-57.73	57.73	0.096	SSA	0.949	4.61	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-52.77								
	inf	G+Q+E	47.53	47.53	0.078	SSA	0.959	3.75	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58	
		0.8G+E	44.55									
	Trav	ELU		/	10.68	0.024	SSA	0.988	0.94	2HA16 +1HA14	/	5.56
2 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	A _{PP}	sup	G+Q+E	-65.93	65.93	0.110	SSA	0.942	5.30	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-58.59								
	inf	G+Q+E	55.43	55.43	0.092	SSA	0.952	4.41	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58	
		0.8G+E	49.81									
	Trav	ELU		/	22.81	0.048	SSA	0.975	2.25	2HA16 +1HA14	/	5.56
6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage.	A _{PP}	sup	G+Q+E	-57.37	57.37	0.094	SSA	0.951	4.57	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-49.85								
	inf	G+Q+E	46.97	46.97	0.078	SSA	0.959	3.72	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58	
		0.8G+E	40.69									
	Trav	ELU		/	24.99	0.054	SSA	0.972	2.24	2HA16 +1HA14	/	5.56
8 ^{eme} étage.	A _{PP}	sup	G+Q+E	-33.46	33.46	0.056	SSA	0.971	2.62	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-28.81								
	inf	G+Q+E	28.61	28.61	0.048	SSA	0.975	2.23	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58	
		0.8G+E	22.81									
	Trav	ELU		/	22.17	0.048	SSA	0.975	1.99	2HA16 +1HA14	/	5.56

Tableau VII .3.Ferrillage des poutres secondaires non proches aux voiles.

b₁) Poutres secondaires proches aux voiles (sens transversal): $A_{\min}=5.25\text{cm}^2 \rightarrow [0,5\% (b \times h)]$:

Niv	M (kN.m)				μ	Obs	β	A_s (cm ²)	Ferrillage		A_{adopter} (cm ²)	
									Fillantes	Chapeaux		
1 ^{er} et 2 ^{eme} Entres - sols	App	sup	G+Q+ E	-59.99	59.99	0.100	SSA	0.947	4.80	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+ E	-55.98								
		inf	G+Q+ E	43.94	47.10	0.078	SSA	0.959	2.72	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+ E	47.10								
	Trav		ELU	/	18.72	0.040	SSA	0.980	1.67	2HA16 +1HA14	/	5.56
RDC et 1 ^{er} étage	App	sup	G+Q+ E	-110.07	110.07	0.182	SSA	0.899	9.27	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+ E	-104.90								
		inf	G+Q+ E	88.10	88.10	0.146	SSA	0.921	7.24	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+ E	87.17								
	Trav		ELU	/	07.12	0.016	SSA	0.992	0.62	2HA16 +1HA14	/	5.56
2 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	App	sup	G+Q+ E	-119.07	119.07	0.198	SSA	0.889	10.14	2HA16 +1HA14	3HA16	11.59
			0.8G+ E	-112.02								
		inf	G+Q+ E	92.94	92.94	0.154	SSA	0.916	7.68	2HA16 +1HA14	2HA16	11.59
			0.8G+ E	89.89								
	Trav		ELU	/	15.58	0.034	SSA	0.983	1.42	2HA16 +1HA14	/	5.56
6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage.	App	sup	G+Q+ E	74.97	74.97	0.124	SSA	0.934	6.09	2HA16 +1HA14	2HA16	5.58
			0.8G+ E	70.97								
		inf	G+Q+ E	-105.66	105.66	0.174	SSA	0.904	8.86	2HA16 +1HA14	2HA16	5.58
			0.8G+ E	-97.01								
	Trav		ELU	/	20.02	0.044	SSA	0.978	1.79	2HA16 +1HA14	/	5.56
8 ^{eme} étage.	App	sup	G+Q+ E	-90.93	90.93	0.150	SSA	0.918	7.51	2HA16 +1HA14	2HA16	5.58
			0.8G+ E	-59.99								
		inf	G+Q+ E	53.52	53.52	0.088	SSA	0.954	4.25	2HA16 +1HA14	2HA16	5.58

		0.8G+E	49.76								
	Trav	ELU	/	21.26	0.046	SSA	0.976	1.90	2HA16 +1HA14	/	5.56

Tableau VII.4.Ferraillage des poutres secondaires proches aux voiles

C₁) Poutres de cage d'ascenseur (poutres principales): $A_{min} = 6cm^2$

Niv	Comb		M (kN.m)	μ	Obs	β	A_s cm ²	Ferraillage		A_{adop} cm ²
	A _{PP}							FIL	CHAP	
Ascenseur	A _{PP}	G+Q+E	13.28	0.016	SSA	0.992	0.88	3HA14	2HA14	7.70
		0.8G+Q								
	Trav	ELU	20.05	0.032	SSA	0.984	1.54	3HA16	/	6.03

Tableau VII.5.Ferraillage des poutres de la cage d'ascenseur (poutres principales).

C₂) Poutres de cage d'ascenseur (poutres secondaires): $A_{min} = 5.25cm^2$

VII.5. Vérification :

Niv	M (kN.m)			μ	Obs	β	A_s (cm ²)	Ferraillage		A_{adop} (cm ²)		
								Fillantes	Chapeaux			
Ascenseur	A _{PP}	sup	G+Q +E	-11.11	11.11	0.018	SSA	0.991	0.84	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	-10.75								
		inf	G+Q +E	11.16	11.16	0.018	SSA	0.991	0.86	2HA16 +1HA14	2HA16	9.58
			0.8G+E	9.88								
	Trav	ELU	/	10.76	0.024	SSA	0.988	0.94	2HA16 +1HA14	/	5.56	

Tableau VII.6.Ferraillage des poutres de la cage d'ascenseur (poutres secondaires).

VII.6. Vérification :

A. Vérifications des poutres à l'ELU :

a. la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99) : $A_s \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- Poutres principales $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37cm^2$
- Poutres secondaires $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19cm^2$ **Condition vérifiée.**

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

Et pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$.

- poutres principales: $\tau_u = \frac{112.40 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.98 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée.**
- poutres secondaires: $\tau_u = \frac{58.10 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.58 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée.**

C. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.32]

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

- poutres principales : $T_u = 112.40 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**
- Poutres secondaires : $T_u = 58.10 \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

d. Influence de l'effort tranchant:

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99) :

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

• **Poutres principales :**

• $A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{112.40 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.22 \text{ cm}^2$
 $A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

• **Poutres secondaires :** $A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{58.10 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.66 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adopté}} = 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 = 5.56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $\left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

D'ou $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

• **Poutres principales :**

$$112.10 - \frac{70.34}{0,9 \times 0,38} = -93.57 < 0$$

• **Poutres secondaires :**

$$31.30 - \frac{37.87}{0,9 \times 0,33} = -96.20 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

a. Entraînement des barres : (Art A.6.1 ,3/BAEL91 modifiées 99)

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

$$\tau_{sec} = \frac{T_{u\ max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{tel que} \quad \bar{\tau}_{sec} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

. Pour les poutres principales : 3HA16

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.08 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad u_i = 15.08 \text{ cm}$$

$$\tau_{sec\ sec} = \frac{112.4}{0.9 \times 38 \times 15.08} = 2.18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

. Pour les poutres secondaires : 2HA16+1HA14

$$\sum U = (2 \times 1.6 + 1.4) \times 3.14 = 14.45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad u_i = 14.45 \text{ cm}$$

$$\tau_{sec\ sec} = \frac{58.10}{0.9 \times 33 \times 14.45} = 1.35 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Longueur de scellement droit (Art A.6.1 ,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\sigma_f e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour ϕ 12 : $L_s = 42.32 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 45 \text{ cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_s = 49.38 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour ϕ 16 : $L_s = 56.44 \text{ cm.}$ On prend $L_s = 60 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne Terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée (longueur de la partie mesurée hors crochets, $L_a = 0,4 \times L_s$

- Pour ϕ 12 : $L_a = 16.92 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 18 \text{ cm}$
- Pour ϕ 14 : $L_a = 19.75 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour ϕ 16 : $L_a = 22.57 \text{ cm.}$ On prend $L_a = 25 \text{ cm}$

A. Calcul des armatures transversales :

a. Poutres principales et secondaire :

- Calcul des espacements
- Zone nodale (appuis) :
- Poutres principales : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{10; 16.80\} = 10$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires: $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{8.75; 16.80\} = 8.75$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Donc ' } S_t \leq 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : ' } S_t = 15 \text{ cm. (Poutres principales)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Donc ' } S_t \leq 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : ' } S_t = 15 \text{ cm. (Poutres secondaires)}$$

• **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\varnothing \leq \min(\varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(10; 8.5; 20) = 8.5\text{mm}$$

Poutres principales : $\varnothing \leq \min(\varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(14; 1.14; 3) = 1.14\text{mm}$

Poutres principales : $\varnothing \leq \min(\varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(14; 1; 3) = 1\text{ mm}$

On prend 1 cadre +1 étrier en HA8
donc on adoptra : 4HA8 = 2,01 cm².

Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

• **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$L' = 2h$ avec : h : hauteur de la poutre

$$h' = \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm})$$

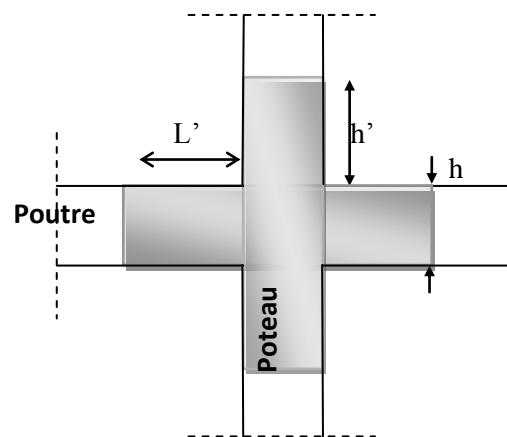
h_e : hauteur entre nus des poutres

$(b_1 ; h_1)$: dimensions du poteau

$$h' = 62\text{cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm} \quad (\text{pour les poutres principales})$$

$$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm} \quad (\text{pour les poutres secondaires})$$



C.Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{ MPa}$.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{ MPa}$.

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} = k \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcule
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• Poutres principales :

En travées :

Niv	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	28.68	6.03	0.529	0.891	0.032	140.47	4.55	15	Cv.
7	28.90	6.03	0.529	0.891	0.032	141.54	4.58	15	Cv.
6	29.42	6.03	0.529	0.891	0.032	144.09	4.66	15	Cv.
5	29.33	6.03	0.529	0.891	0.032	143.65	4.65	15	Cv.
4	29.35	6.03	0.529	0.891	0.032	143.75	4.65	15	Cv.
3	29.40	6.03	0.529	0.891	0.032	143.99	4.66	15	Cv.
2	29.54	6.03	0.529	0.891	0.032	144.68	4.68	15	Cv.
1	29.36	6.03	0.529	0.891	0.032	143.80	4.65	15	Cv.
RDC	37.42	6.03	0.529	0.891	0.032	183.27	5.93	15	Cv.
Entre-Sol 1	39.95	6.03	0.529	0.891	0.032	195.66	6.33	15	Cv.
Entre-Sol 2	22.71	6.03	0.529	0.891	0.032	111.23	3.60	15	Cv.

En appuis :

Niv	Ms (kN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	54.68	9.24	0.811	0.871	0.042	156.35	7.17	15	Cv.
7	70.86	10.65	0.934	0.864	0.046	202.61	9.29	15	Cv.
6	67.68	10.65	0.934	0.864	0.046	193.52	8.87	15	Cv.
5	66.51	12.06	1.058	0.858	0.050	190.18	8.72	15	Cv.
4	64.85	12.06	1.058	0.858	0.050	185.43	8.50	15	Cv.
3	62.90	12.06	1.058	0.858	0.050	179.85	8.25	15	Cv.
2	60.25	12.06	1.058	0.858	0.050	172.28	7.90	15	Cv.
1	57.85	12.06	1.058	0.858	0.050	165.47	7.59	15	Cv.
RDC	64.81	12.06	1.058	0.858	0.050	185.32	8.50	15	Cv.
Entre-Sol 1	60.88	10.65	0.934	0.864	0.046	174.08	7.98	15	Cv.
Entre-Sol 2	24.65	10.65	0.934	0.864	0.046	70.48	3.23	15	Cv.

Tableaux VII.7.vérification du ferrillage des poutres principales à l'ELS

• Poutres secondaires :

En travées :

Niv	Ms (kN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	16.06	5.56	0.562	0.888	0.034	98.52	3.31	15	Cv.
7	18.12	5.56	0.562	0.888	0.034	111.16	3.73	15	Cv.
6	17.57	5.56	0.562	0.888	0.034	107.79	3.62	15	Cv.
5	16.53	5.56	0.562	0.888	0.034	101.41	3.40	15	Cv.
4	15.45	5.56	0.562	0.888	0.034	94.78	3.18	15	Cv.
3	13.14	5.56	0.562	0.888	0.034	80.61	2.70	15	Cv.
2	10.33	5.56	0.562	0.888	0.034	63.37	2.13	15	Cv.
1	7.73	5.56	0.562	0.888	0.034	47.42	1.59	15	Cv.
RDC	6.01	5.56	0.562	0.888	0.034	36.87	1.24	15	Cv.
Entre-Sol 1	4.76	5.56	0.562	0.888	0.034	29.20	0.98	15	Cv.
Entre-Sol 2	13.48	5.56	0.562	0.888	0.034	82.70	2.77	15	Cv.

En appuis :

niv	Ms (kN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	26.84	9.58	0.968	0.862	0.047	82.32	4.36	15	Cv.
7	27.52	9.58	0.968	0.862	0.047	84.40	4.47	15	Cv.
6	26.09	9.58	0.968	0.862	0.047	80.02	4.23	15	Cv.
5	24.52	11.59	1.171	0.853	0.053	75.20	3.98	15	Cv.
4	23.23	11.59	1.171	0.853	0.053	71.25	3.77	15	Cv.
3	20.84	11.59	1.171	0.853	0.053	63.92	3.38	15	Cv.
2	17.95	11.59	1.171	0.853	0.053	55.05	2.91	15	Cv.
1	14.91	9.58	0.968	0.862	0.047	45.73	2.42	15	Cv.
RDC	13.69	9.58	0.968	0.862	0.047	41.99	2.22	15	Cv.
Entre-Sol 1	19.92	9.58	0.968	0.862	0.047	61.09	3.23	15	Cv.
Entre-Sol 2	25.41	9.58	0.968	0.862	0.047	77.93	4.12	15	Cv.

Tableaux VII .8.vérification du ferrillage des poutres secondaires à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

c.Vérification de la flèche (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72\text{cm}$$

$$\text{Sens transversale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\text{cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : E_v : module de déformation différé.

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

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

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

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton à la compression})$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau .VII.9.Vérification de la flèche à chaque niveau dans les poutres principales (30x40) :

Niv	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (MPa)	β_1	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _r (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	OBS
8	28.86	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	141.36	0.891	0.270	33305.80	25512.80	0.0240	0.9600	Vérifiée
7	28.90	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	141.55	0.891	0.271	33305.80	25495.04	0.0241	0.9600	Vérifiée
6	29.42	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	144.10	0.891	0.279	33305.80	25266.46	0.0248	0.9600	Vérifiée
5	29.33	480	10819.86	40	6.03	0.0052	1.615	143.66	0.891	0.277	33305.80	25318.85	0.0247	0.9600	Vérifiée
4	29.35	480	10820.86	40	6.03	0.0052	1.615	143.75	0.891	0.2797	33305.80	84212.89	0.0074	0.9600	Vérifiée
3	29.40	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	144.00	0.891	0.2787	33305.80	25266.46	0.0248	0.9600	Vérifiée
2	29.54	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	144.68	0.891	0.280	33305.80	25231.66	0.0249	0.9600	Vérifiée
1	37.36	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	182.99	0.891	0.377	33305.80	22783.82	0.0350	0.9600	Vérifiée
RDC	37.42	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	183.28	0.891	0.378	33305.80	22755.52	0.0350	0.9600	Vérifiée
E-Sol 1	39.95	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	195.68	0.891	0.404	33305.80	22176.98	0.0018	0.9600	Vérifiée
E-Sol 2	22.71	480	10818.86	40	6.03	0.0052	1.615	111.23	0.891	0.167	33305.80	28870.28	0.0016	0.9600	Vérifiée

Tableau. VII.10.Vérification de la flèche à chaque niveau dans les poutres secondaires (30x35) :

Niv	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (MPa)	β_1	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _r (cm ⁴)	f (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
8	16.06	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	98.57	0.888	0.147	23099.35	20818.75	0.0092	0.7200	Vérifiée
7	18.12	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	111.21	0.888	0.200	23099.35	19545.60	0.0111	0.7200	Vérifiée
6	17.54	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	107.65	0.888	0.185	23099.35	19897.64	0.0105	0.7200	Vérifiée
5	16.53	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	101.45	0.888	0.160	23099.35	20491.35	0.0096	0.7200	Vérifiée
4	15.45	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	94.82	0.888	0.130	23099.35	21263.00	0.0087	0.7200	Vérifiée
3	13.14	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	80.65	0.888	0.079	23099.35	22727.47	0.0070	0.7200	Vérifiée
2	10.33	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	63.40	0.888	0.069	23099.35	23036.52	0.0054	0.7200	Vérifiée
1	7.73	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	47.44	0.888	0.068	23099.35	23057.43	0.0040	0.7200	Vérifiée
RDC	6.01	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	36.88	0.888	0.065	23099.35	23162.52	0.0031	0.7200	Vérifiée
E-Sol 1	4.76	360	10818.86	35	5.56	0.0056	1.50	29.21	0.888	0.055	23099.35	23472.78	0.0024	0.7200	Vérifiée
E-Sol 1	13.48	360	10818.86	435	5.56	0.0056	1.50	82.73	0.888	0.070	23099.35	22994.83	0.0070	0.7200	Vérifiée

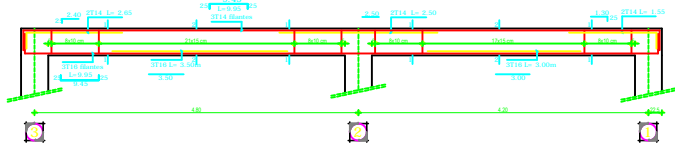
D.Disposition constructive :

Conformément au (*CBA 93 annexe E₃*), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

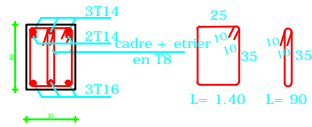
- A $\left(\frac{1}{5}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\left(\frac{1}{4}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire 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 $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la portée.

Poutres Principales non proches aux voiles: (B-B) & (F-F): (30x40)

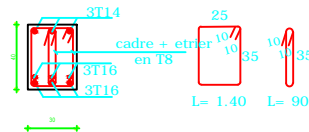
Niv. (+4.08) & (+7.14)



Coupe 1-1

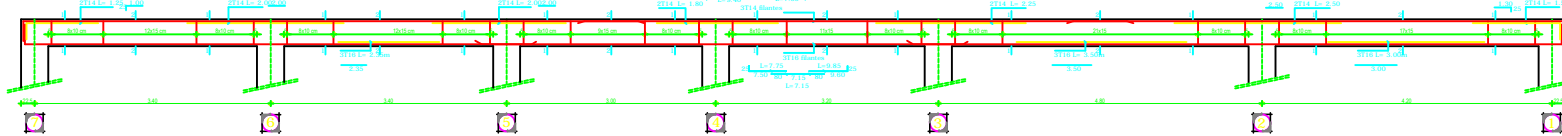


Coupe 2-2

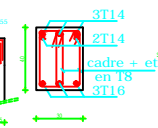


Poutres Principales non proches aux voiles: (D-D): (30x40)

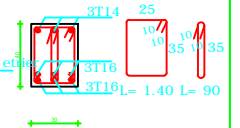
Niv. (+4.08) & (+7.14)



Coupe 1-1



Coupe 2-2

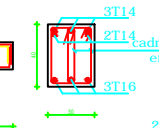


Poutres Principales non proches aux voiles: (D-D): (30x40)

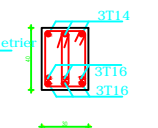
Niv. (+10.20) & (+13.26) & (+16.32) & (+19.38)



Coupe 1-1



Coupe 2-2

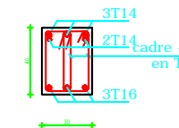


Poutres Principales non proches aux voiles: (D-D): (30x40)

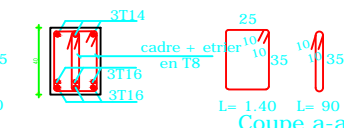
Niv. (+10.20) & (+13.26) & (+16.32) & (+19.38)



Coupe 1-1

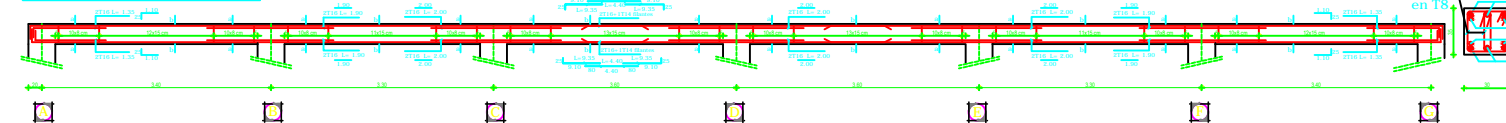


Coupe 2-2

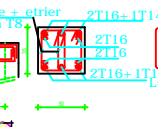


Poutres Secondaires non proches aux voiles (30x35): (1-1) & (2-2)

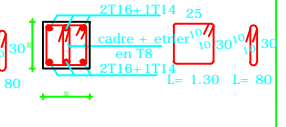
Niv. (+10.20) & (+13.26) & (+16.32) & (+19.38)



Coupe a-a

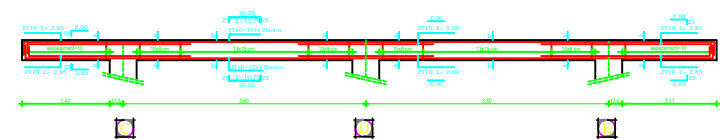


Coupe b-b

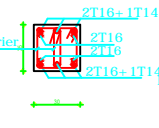


Poutres Secondaires non proches aux voiles (30x35): (5-5) & (6-6)

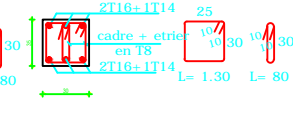
Niv. (+22.44) & (+25.50)



Coupe a-a



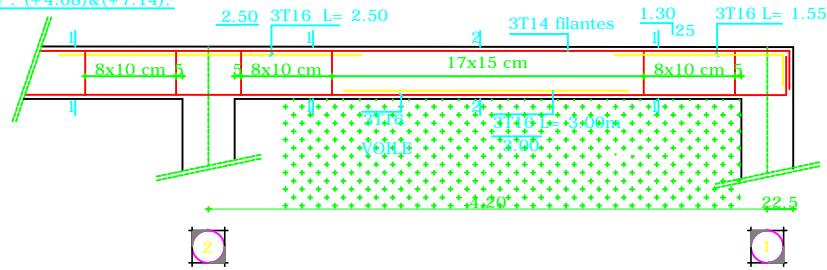
Coupe b-b



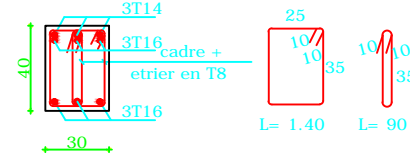
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TOUOULOZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M: Djabri bouas M: Babou karim M: Aït rouïne	TITRE: ferrillage des poutres non proches aux voiles
DIRIGE PAR: M: LABIDO	PROMOTION 2012-2013
PLANCHE N°	ECHELLE

Poutres Principales proches aux voiles: (A-A) & (G-G): (30x40)

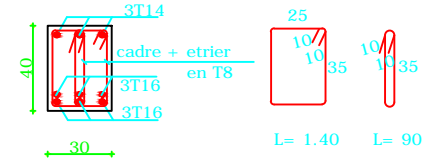
Niv : (+4.08)&(+7.14).



Coupe 1-1

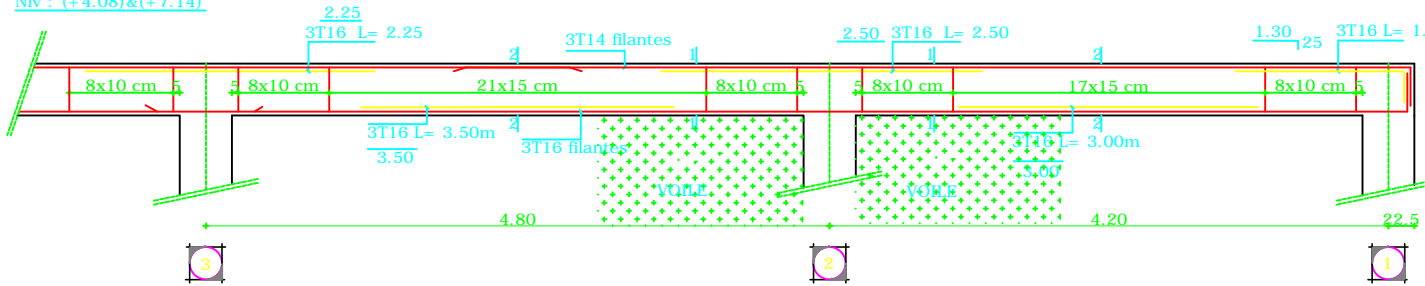


Coupe 2-2

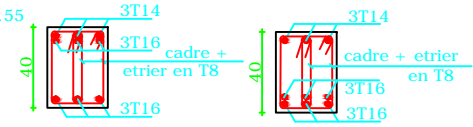


Poutres Principales proches aux voiles: (C-C)&(E-E): (30x40)

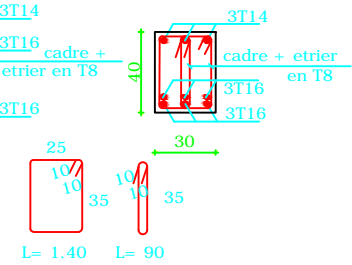
Niv : (+4.08)&(+7.14).



Coupe 1-1

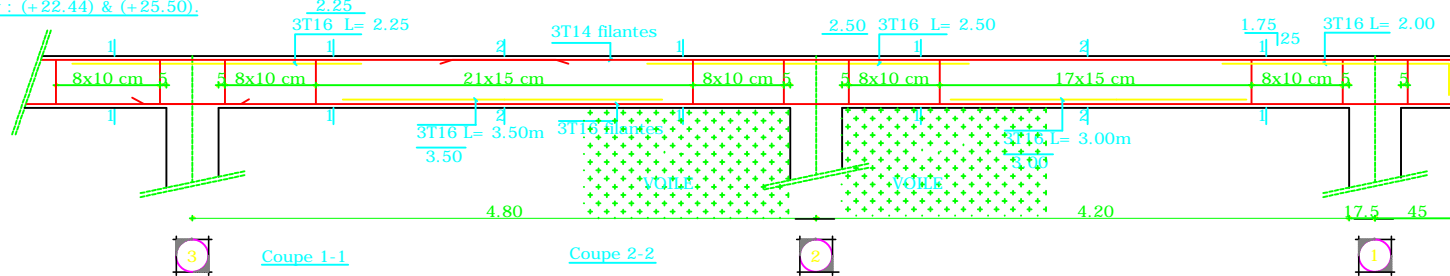


Coupe 2-2

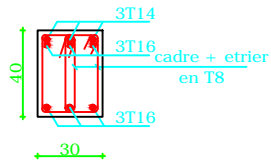


Poutres Principales proches aux voiles: (C-C)&(E-E): (30x40)

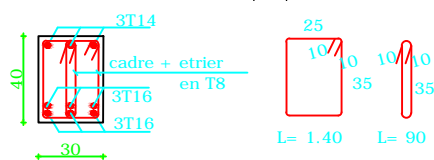
Niv : (+22.44) & (+25.50).



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr Djebra loumes
Mr Babou karim
Mr Akli nouardine

DIRIGE PAR :
Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

TITRE :

ferrailage des poutres
proches aux voiles

DRB7-9 BS

ECHELLE

CHAPITRE VIII

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

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.

Sous les combinaisons : **(1.35G+1.5Q), (G+Q±E) et (0.8G±E)**

VIII.1. Recommandations du RPA : (zone IIa)**A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**
 - La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :

Poteau (50x50) :	$A_{\min}=20 \text{ cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\min}=16,2 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\min}=12,8 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35) :	$A_{\min}=9,8 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\min}=7,2 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement :

Zone courante sera de 4% x b x h

Poteau (50x50) :	$A_{\max}=100 \text{ cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\max}=81 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\max}=64 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35) :	$A_{\max}=49 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\max}=36 \text{ cm}^2$

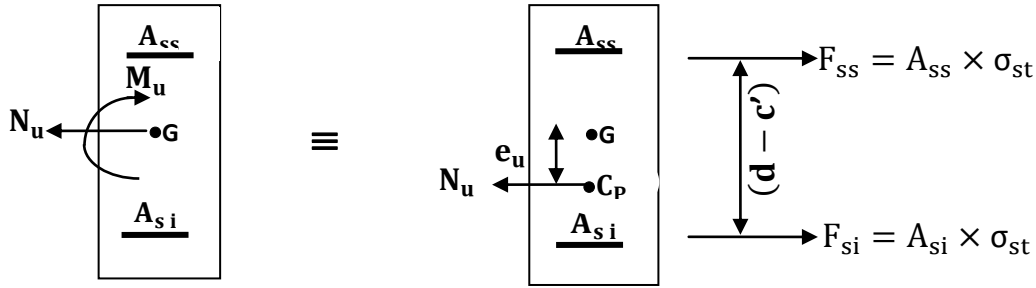
Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

Poteau (50x50) :	$A_{\max}=150 \text{ cm}^2$
Poteau (45x45) :	$A_{\max}=121,5 \text{ cm}^2$
Poteau (40x40) :	$A_{\max}=96 \text{ cm}^2$
Poteau (35x35) :	$A_{\max}=73,5 \text{ cm}^2$
Poteau (30x30) :	$A_{\max}=54 \text{ cm}^2$

VIII.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**a. Section entièrement tendue (S.E.T) :**

N_u : Effort de traction et C_p : Centre de pression situé entre les armatures

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

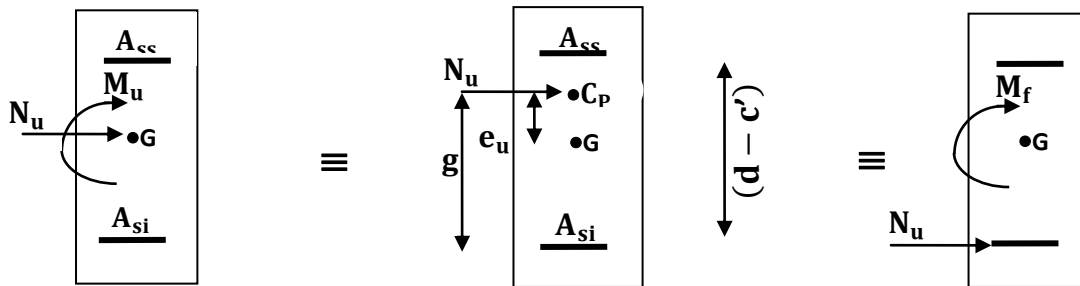


$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ Seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_u = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \dots\dots\dots 1 \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_u \left(\frac{h}{2} - c - e_u \right) \dots\dots\dots 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{st\ sup} = \frac{N_u \cdot (0.5h - c - e)}{\sigma_{st} (d - c')} \\ A_{st\ inf} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st\ sup} \end{cases}$$

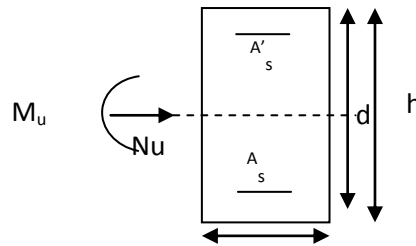
b. Section partiellement ou entièrement comprimée (S.P.C)

EXP : N_u : Effort de compression et C_p : Centre de pression situé entre les armatures



$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$ de plus, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$(d-c) N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \dots\dots\dots (A)$$

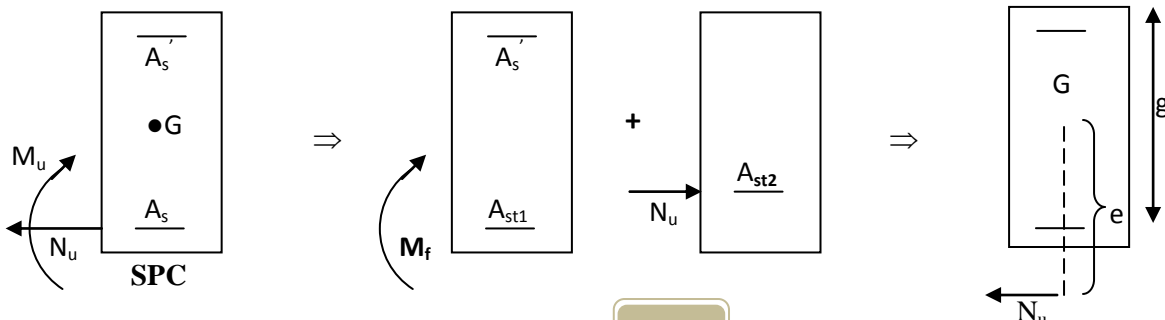


Avec $M_f = \left(\frac{h}{2} - c \right) N_u + M_u$ qui représente le moment fictif

Dans le cas où (A) est vérifiée, on dit que la section est une S.P.C

D'où le calcul se fait comme suit :

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



Deux cas se présentent pour μ_b

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA) donc il faut calculer A_1 et A_1'

Et μ_1 : valeur ultime pour une section simplement armée qui vaut **0.392**

1. Pour une SSA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$, d'où la section d'acier réelle sera $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$
2. Pour une SDA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$ avec $\Delta M = M_f - M_r$
 $A_1' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

M_r : Moment ultime pour une SSA

Les sections d'acier réelles seront $A_s' = A_1'$ et $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

c. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une SEC c'est lorsque (A) n'est pas vérifiée, elle engendre deux cas de ferraillage après vérification de l'inégalité suivante :

$$(d-c') N_u - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \dots\dots\dots (B)$$

1. Si (B) est vérifiée, alors la section a besoin d'armatures comprimées supérieures et inférieures

$$A_s' = \frac{M_f - (d-0.5h) bh f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

2. Si (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures en zone la moins comprimée $A_s' = 0$

$$A_s = \frac{N_u - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \psi = \frac{0.351 + \frac{(d-c') N_u - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constate qu'il est possible d'adopter le Même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- Zone I** : Entre-SoL1, Entre-SoL2.
- Zone II** : Du RDC, 1^{er} étage.
- Zone III** : Du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage.
- Zone IV** : Du 6^{ème}, 7^{ème} étage.
- Zone V** : 8^{ème} étage

VIII.3. Ferraillage des poteaux :

Les résultats numériques de calcul de ferraillage sont regroupés dans les tableaux suivants :

- sens longitudinal :

Niveaux		Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	($\frac{h}{2} - c$)	Ψ	Obs1	μ_b	Obs 2	A _s (A _{inf}) (cm ²)	A' _s (A _{sup}) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Zone I	Entre-sol2 Entre-sol1	50x50	N _{max} = -1873.50	M _{cor} = 2.87	0.0015	0.230	0.487	SEC	0.271	SSA	0.00	0.00	20	25.12	8HA20
			N _{min} = 929.80	M _{cor} = 25.51	0.0274	0.230	0.441	SEC	0.146	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = -1583.50	M _{max} = -58.47	0.0370	0.230	0.440	SEC	0.270	SSA	0.00	0.00			
Zone II	RDC 1 ^{er} étage	45x45	N _{max} = -1507.20	M _{cor} = 6.97	0.0046	0.205	0.484	SEC	0.267	SSA	0.00	0.00	16.2	20.6	4HA20+ 4HA16
			N _{min} = 706.30	M _{cor} = 36.15	0.0511	0.205	0.425	SEC	0.153	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = -766.80	M _{max} = -93.96	0.1225	0.205	0.372	SEC	0.212	SSA	0.00	0.00			
Zone III	2, 3, 4, et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} = -1084.80	M _{cor} = -12.51	0.0115	0.180	0.471	SEC	0.253	SSA	0.00	0.00	12.8	14.2	4HA16+ 4HA14
			N _{min} = 242.90	M _{cor} = 35.26	0.1452	0.180	0.398	SEC	0.048	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = -327.10	M _{max} = -85.83	0.2623	0.180	0.334	SPC	0.176	SSA	12.0 4	0.00			
Zone IV	6 et 7 ^{ème} étage	35x35	N _{max} = -442.60	M _{cor} = -17.17	0.0388	0.155	0.431	SEC	0.158	SSA	0.00	0.00	9.8	10.68	4HA14+ 4HA12
			N _{min} = 46.60	M _{cor} = 14.84	0.3184	0.155	0.411	SPC	0.041	SSA	1.94	0.00			
			N _{cor} = -148.80	M _{max} = -66.94	0.4508	0.155	0.310	SPC	0.166	SSA	8.60	0.00			
Zone V	8 ^{ème} étage	30x30	N _{max} = -158.00	M _{cor} = -20.66	0.1307	0.130	0.389	SPC	0.123	SSA	4.47	0.00	7.2	9.03	8HA12
			N _{min} = 28.30	M _{cor} = 8.33	0.2943	0.130	0.419	SPC	0.036	SSA	1.28	0.00			
			N _{cor} = -70.00	M _{max} = -44.36	0.6337	0.130	0.304	SPC	0.160	SSA	6.00	0.00			

Tableau VIII.1.Ferrillage des poteaux sens longitudinal.

- sens transversal:

Niveaux		Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	($\frac{h}{2} - c$)	ψ	Obs1	μ_b	Obs 2	A _s (A _{inf}) (cm ²)	A' _s (A _{sup}) (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Zone I	Entre-sol2	50x50	N _{max} = -1873.50	M _{cor} = 5.79	0.0031	0.230	0.485	SEC	0.267	SSA	0.00	0.00	20	25.12	8HA20
	Entre-sol1		N _{min} = 929.80	M _{cor} = 1.99	0.0021	0.230	0.457	SEC	0.132	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = - 829.10	M _{max} = -59.28	0.0715	0.230	0.415	SEC	0.153	SSA	0.00	0.00			
Zone II	RDC 1 ^{er} étage	45x45	N _{max} = -1507.20	M _{cor} = - 0.28	0.0002	0.205	0.490	SEC	0.261	SSA	0.00	0.00	16.2	20.6	4HA20+ 4HA16
			N _{min} = 706.30	M _{cor} = 3.14	0.0044	0.205	0.456	SEC	0.125	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = - 766.80	M _{max} = - 91.61	0.1994	0.205	0.375	SEC	0.210	SSA	0.00	0.00			
Zone III	2, 3, 4, et 5 ^{ème} étages	40x40	N _{max} = - 1084.80	M _{cor} = - 0.187	0.0002	0.180	0.487	SEC	0.238	SSA	0.00	0.00	12.8	14.2	4HA16+ 4HA14
			N _{min} = 242.90	M _{cor} = 11.18	0.0460	0.180	0.431	SEC	0.066	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = - 327.10	M _{max} = - 83.36	0.2548	0.180	0.337	SPC	0.173	SSA	11.7 9	0.00			
Zone IV	6 et 7 ^{ème} étage	35x35	N _{max} = - 442.60	M _{cor} = - 0.26	0.0005	0.155	0.466	SEC	0.127	SSA	0.00	0.00	9.8	12.32	4HA14+ 4HA12
			N _{min} = 46.60	M _{cor} = 5.79	0.1242	0.155	0.429	SEC	0.024	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = - 148.10	M _{max} = - 64.59	0.4361	0.155	0.314	SPC	0.162	SSA	8.32	0.00			
Zone V	8 ^{ème} étage	30x30	N _{max} = - 158	M _{cor} = - 1.20	0.0076	0.130	0.454	SEC	0.065	SSA	0.00	0.00	7.2	9.03	8HA12
			N _{min} = 28.30	M _{cor} = 2.39	0.0844	0.130	0.438	SEC	0.018	SSA	0.00	0.00			
			N _{cor} = - 70.00	M _{max} = - 43.78	0.6254	0.130	0.305	SPC	0.158	SSA	5.90	0.00			

Tableau VIII.2.Ferrillage des poteaux sens transversale.

Remarque :

Les sections d'acier adoptées ne dépassent pas les pourcentages maximums exigés par le RPA99 modifiée 2003 que ce soit en zone courante ou bien en zone de recouvrement

A. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en ϕ_8 .

Soit ($A_t = 2.01$).

Remarque : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum

b. Calcul des espacements :

• L'espacement des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min [15\phi_t^{min}, 40\text{cm}, (a+10) \text{ cm}] = \min [15 \times 1.2, 40, (30+10)]$$

Avec a: est la petite dimension du poteau.

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

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

• L'espacement des armatures transversales :(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élanement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau

Elancement géométrique du poteau : $\lambda = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau.

a: Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda = \frac{0,707 L_0}{a} = \frac{0,707 (4,08)}{0,5} = 7,77 > 5$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2,50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 71,50 \text{ KN}$.

Application numérique : $S_t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u} \quad S_t = \frac{201 \times 306 \times 400}{2,50 \times 71,50 \times 1000} = 13,76 \text{ cm}$

• **Espacement maximal des armatures transversales :(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «t» des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale : $S_t \leq \min [10\phi_l, 15\text{cm}] \quad S_t \leq \min [12\text{cm}, 15\text{cm}] \quad \text{on adopte } S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_l \quad S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 15\text{cm}$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

• **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g > 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

• **En zone nodale**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

• **En zone courante**

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a opté pour la deuxième solution.

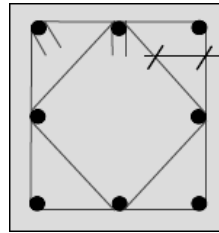
- **Poteaux (50x50) et (45x45) :** (e=12cm en zone courante)

$A_{\min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$A_{\min} = 0,003 \times 13 \times 45 = 1,75 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



2cadres en HA8

Remarque : Les crochets ont une longueur de 8cm

VIII.4. Vérifications à l'ELS : Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier :

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 :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ Section entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimée

• Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'air de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A_{s'})$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_{s'} \cdot x(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_s + A_{s'})}$$

- Pour poteau (50x50) : $X_G = 15 \cdot \frac{0 \cdot x(0.5 \times 50 - 2) - 25.12(48 - 0.5 \times 50)}{50 \times 50 + 15(25.12 + 0)} = -3.012 \text{cm} < 0$

Donc on prend : $X_G = 0$ pour tous les poteaux

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A_{s'} \cdot x(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot x(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(es - X_G)x(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres supérieures}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(es - X_G)x(\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres inférieures}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $Y_1=Y_2+L_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $Y_2^3+PY_2+q=0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

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

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

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ alors Il faut calculer $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{\frac{1}{3}}$ d'où $Y_2 = u - \frac{p}{3xu}$

Si $\Delta < 0$ on calcul $\cos \varphi = \frac{3p}{2q} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$Y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$Y_2^2 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$Y_2^3 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < Y_1=Y_2+L_c < h$

On calcul l'inertie de la section:

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15 [A_s x (d - Y_1)^2 + A'_s x (Y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_s}{I} \times Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens y-y:

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{si} (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	obs
Entresol2 Entresol1	50x50	x-x	1354.5	4.17	25.12	5.56	5.27	15	98.15	92.45	348	CV
			746.9	20.86		3.71	2.26		74.65	70.05		
			1057.6	22.34		5.00	3.45		94.87	73.47		
		y-y	1354.5	4.17		5.56	5.27		98.15	92.45		
			492.1	9.22		2.28	1.64		71.62	60.88		
			446.9	20.86		2.51	1.06		72.71	56.04		
RDC 1 ^{er} étage	45x45	x-x	1094.2	5.00	20.6	5.64	5.17	15	102.9	88.52	348	CV
			324.60	15.80		2.13	0.89		68.63	45.92		
			555.10	23.90		3.82	1.66		76.05	61.38		
		y-y	1094.2	5.00		5.64	5.17		102.9	88.52		
			324.60	15.80		2.13	0.89		68.63	45.92		
			924.20	23.50		5.62	3.50		101.6	74.25		
2, 3, 4, et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	786.40	9.00	14.2	5.55	4.27	15	97.48	84.22	348	CV
			135.8	14.60		1.88	0.18		72.14	31.49		
			255.60	26.52		3.47	2.28		79.26	70.78		
		y-y	786.4	9.00		5.55	4.27		97.48	84.22		
			124.20	16.46		1.94	-0.38		72.85	-19.30		
			155.70	21.60		2.50	-0.55		73.65	-22.74		
6 et 7 ^{ème} étage	35x35	x-x	320.9	12.40	10.68	3.94	1.13	15	74.55	35.24	348	CV
			52.80	14.33		1.96	-1.10		73.08	-28.36		
			114.6	24.50		3.55	-1.68		80.27	-30.87		
		y-y	320.9	17.51		4.06	1.17		75.23	36.12		
			61.0	6.26		1.16	-0.17		36.02	-13.48		
			185.3	19.51		3.60	-0.57		61.4	-60.9		
8 ^{ème} étage	30x30	x-x	115.70	14.99	7.20	3.90	-1.33	15	74.14	-29.57	348	CV
			30.50	14.65		2.90	-2.22		74.58	-37.38		
			42.60	17.41		3.52	-2.57		80.11	-39.78		
		y-y	115.70	13.51		4.12	-1.55		76.81	-32.59		
			30.50	12.65		1.06	-0.38		35.43	-19.30		
			91.40	13.74		5.14	-3.11		91.66	-52.66		

Tableau VIII.3.vérification état limite de compression du béton.

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

c. Vérification contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**

D'où $\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

• **Poteau de (50x50)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{32 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.133$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{24 \cdot 10^3}{500 \cdot 480} = 0.100$$

• **Poteau de (45x45)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{71.5 \cdot 10^3}{450 \cdot 430} = 0.370$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{68.3 \cdot 10^3}{450 \cdot 430} = 0.352$$

• **Poteau de (40x40)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{66.6 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.438$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{59.8 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.393$$

• **Poteau de (35x35)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{49.1 \cdot 10^3}{350 \cdot 330} = 0.425$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{45.3 \cdot 10^3}{350 \cdot 330} = 0.392$$

• **Poteau de (30x30)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{31.3 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.372$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{28.8 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.343$$

Conclusion : toutes Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

d. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{es - 0.455(d)}{es - 0.185(d)} \right] bd$$

La vérification de la condition est résumée dans le tableau suivant :

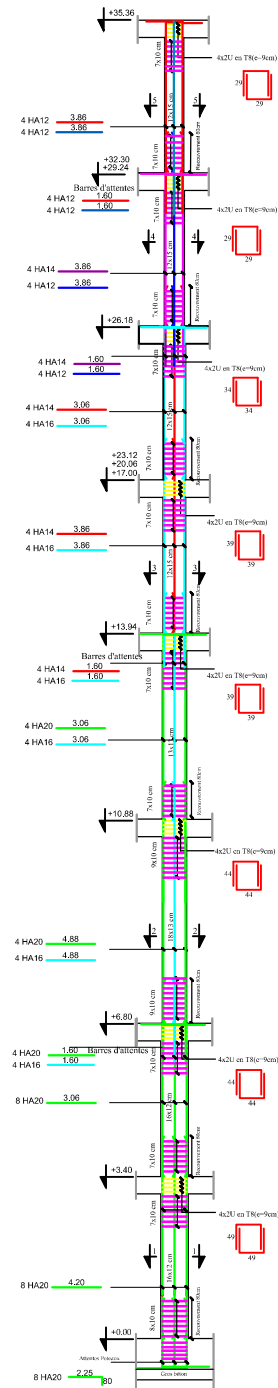
Niveau	section	sens	N (KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	$\frac{h}{6}$ (cm)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	obs.
Entre-sol2 Entre-sol1	50x50	x-x	1354.5	4.17	0.308	8.333	SEC	5.82	25.12	CV
			746.9	20.86	2.792	8.333	SEC	7.25		
			1057.6	22.34	2.112	8.333	SEC	6.75		
		y-y	1354.5	4.17	0.308	8.333	SEC	5.82		
			492.1	9.22	1.873	8.333	SEC	6.60		
			446.9	20.86	4.667	8.333	SEC	9.45		
RDC 1 ^{er} étage	45x45	x-x	1094.2	5.00	0.476	7.500	SEC	4.77	20.6	CV
			324.60	15.80	4.867	7.500	SEC	8.90		
			555.10	23.90	4.305	7.500	SEC	7.82		
		y-y	1094.2	5.00	0.476	7.500	SEC	4.77		
			324.60	15.80	4.867	7.500	SEC	8.90		
			924.20	23.50	2.543	7.500	SEC	5.73		
2, 3, 4, et 5 ^{ème} étages	40x40	x-x	786.40	9.00	1.144	6.666	SEC	4.03	14.2	CV
			135.8	14.60	10.751	6.666	SPC	-2.58		
			255.60	26.52	10.375	6.666	SPC	-3.03		
		y-y	786.4	9.00	1.144	6.666	SEC	4.03		
			124.20	16.46	13.253	6.666	SPC	-0.95		
			155.70	21.60	13.873	6.666	SPC	-0.16		
6 et 7 ^{ème} étage	35x35	x-x	320.9	12.40	3.864	5.833	SEC	5.57	10.68	CV
			52.80	14.33	27.140	5.833	SPC	0.64		
			114.6	24.50	21.378	5.833	SPC	0.46		
		y-y	320.9	13.51	4.210	5.833	SEC	6.38		
			61.0	6.26	10.262	5.833	SPC	-1.28		
			185.3	19.51	10.528	5.833	SPC	-1.14		
8 ^{ème} étage	30x30	x-x	115.7	14.99	12.956	5.000	SPC	0.02	10.68	CV
			30.50	14.65	48.032	5.000	SPC	0.67		
			42.60	17.41	40.868	5.000	SPC	0.64		
		y-y	124.9	17.51	14.020	5.000	SPC	0.12		
			46.00	6.26	13.608	5.000	SPC	0.08		
			107	27.61	25.803	5.000	SPC	0.51		

Tableau VIII.4.vérification de la Condition de non fragilité.

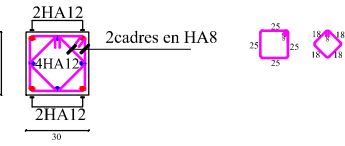
➤ **Conclusion :**

Les sections d'armatures adoptées pour le ferrailage des poteaux, dans les deux sens sont :

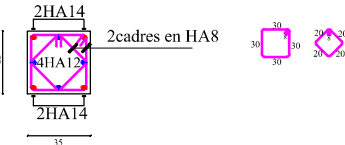
- ❖ **ZONE I : 8HA20.**
 - ❖ **ZONE II : 4HA20 + 4HA16.**
 - ❖ **ZONE III : 4HA16 + 4HA14.**
 - ❖ **ZONE IV : 4HA14 + 4HA12.**
 - ❖ **ZONE V : 8HA12.**
- } Avec 2 cadres de HA8.



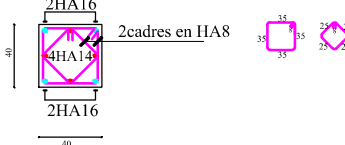
Coupe 5-5



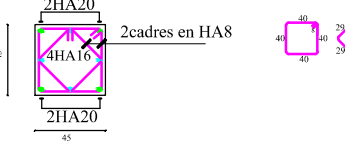
Coupe 4-4



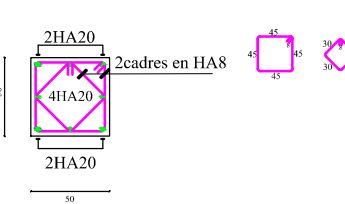
Coupe 3-3



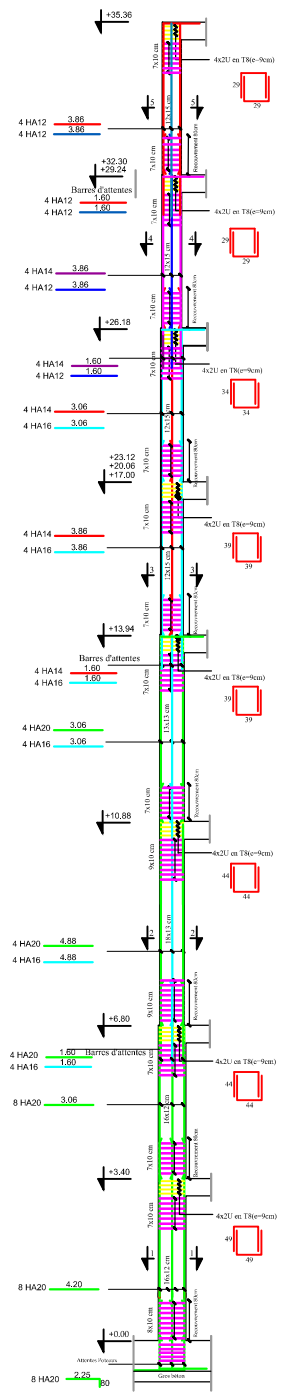
Coupe 2-2



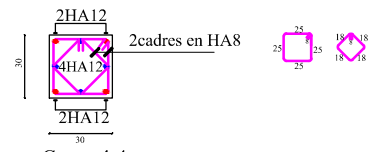
Coupe 1-1



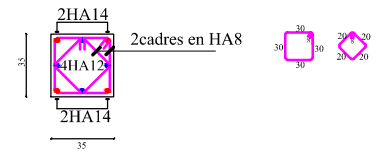
100% de la surface de la section est armée. Le béton est en contact avec l'air. La température de l'air est de 20°C. La durée de vie est de 50 ans. La classe de résistance du béton est C25. La classe de résistance de l'acier est S235.	
Date: _____ Dessiné par: _____ Vérifié par: _____	Date: _____ Dessiné par: _____ Vérifié par: _____



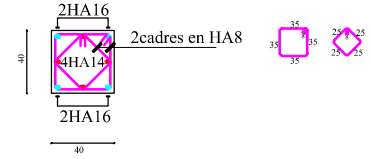
Coupe 5-5



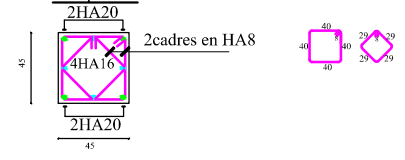
Coupe 4-4



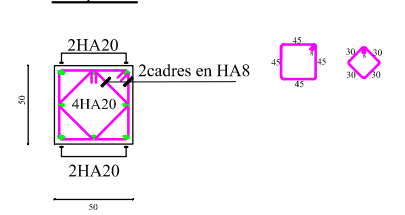
Coupe 3-3



Coupe 2-2



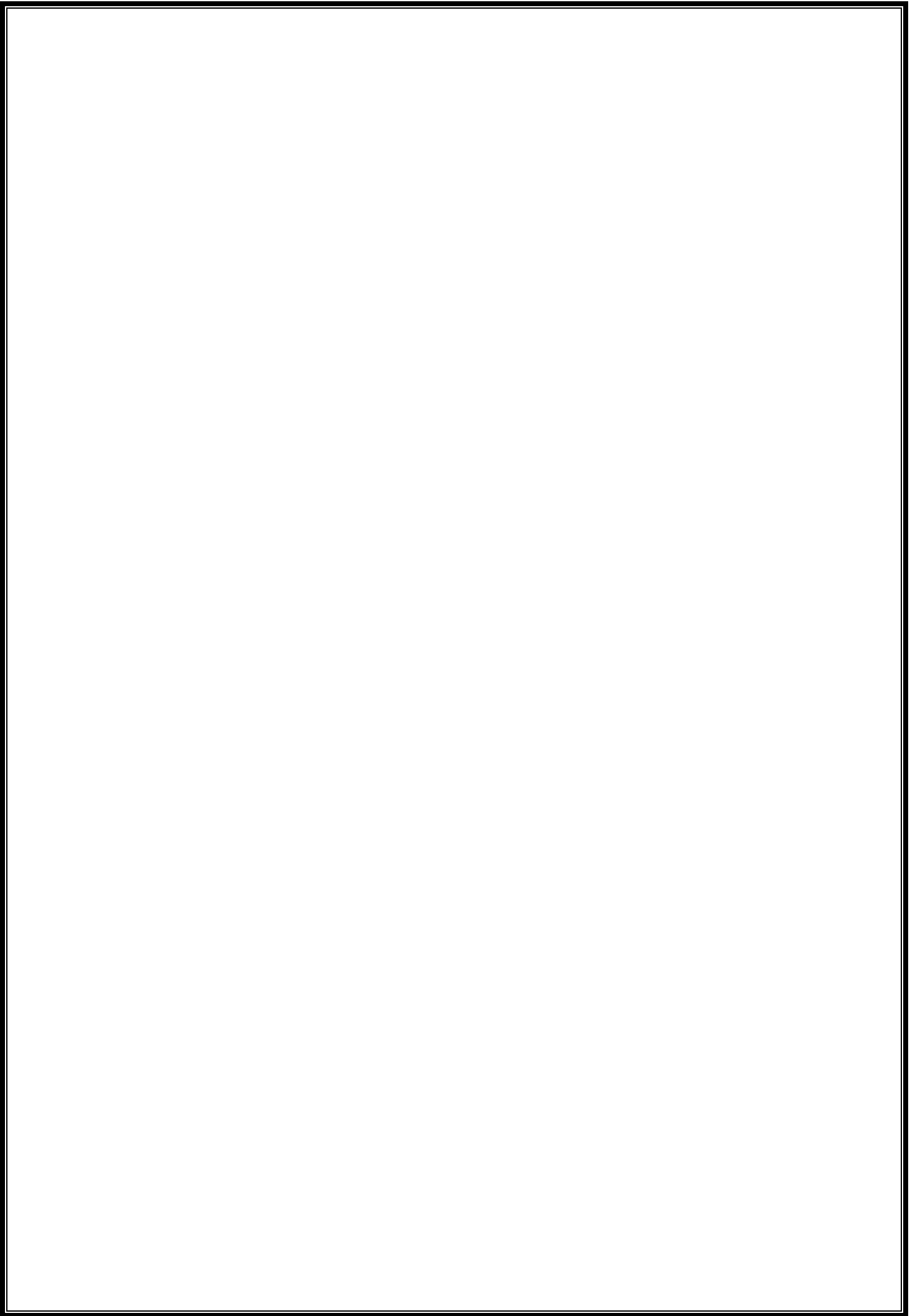
Coupe 1-1



Échelle: 1/20 Date: 10/05/2017 Dessiné par: [Nom] Vérifié par: [Nom]	
Approuvé par: [Nom] Fonction: [Fonction]	Date: [Date] Lieu: [Lieu]

CHAPITRE IX

Ferraillage des voiles



Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone I : 1^{er} Entre-sol et 2^{ème} Entre-sol

Zone II : RDC et 1^{er} étage

Zone III : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages

Zone IV : 6^{ème} et 7^{ème} étages

Zone V : 8^{ème} étage

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire Sous les combinaisons :

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA 2003 : $G+Q+E$

$0.8G+E$

De plus une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

IX.1. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M v'}{I}$$

Avec :

B : Section du béton $B = e L$

I : Moment d'inertie du trumeau

v, v' : Bras de levier: $v = v' = L/2$

L : longueur du voile

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

- **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

Avec

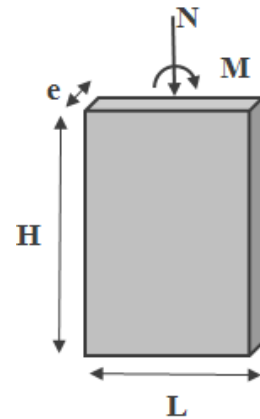
h_e : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

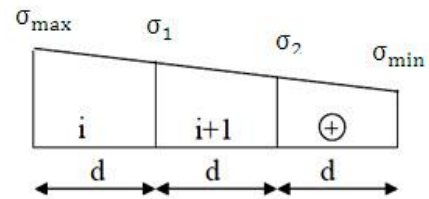


- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} .d .e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} .d .e$$

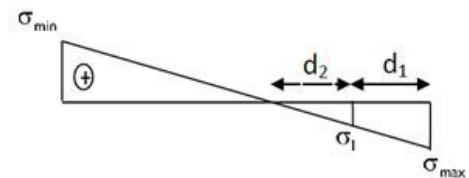
Avec : e : épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée :

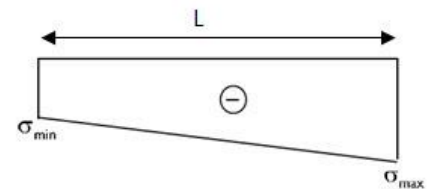
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} .d_1 .e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} .d_2 .e$$



- Section entièrement tendue :

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} .L .e$$



b. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰

σ_{bc} : Contrainte de béton

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348\text{MPa}$

c. Armatures minimales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min} \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003})$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min} \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003})$$

d. Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \varnothing
- La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0.15\% \cdot B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :(Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile A_V et $A_H \geq 0,15\% B$

Zone courante : A_V et $A_H \geq 0,10\% B$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003) :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (37.5\text{cm}, 30\text{cm}) \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

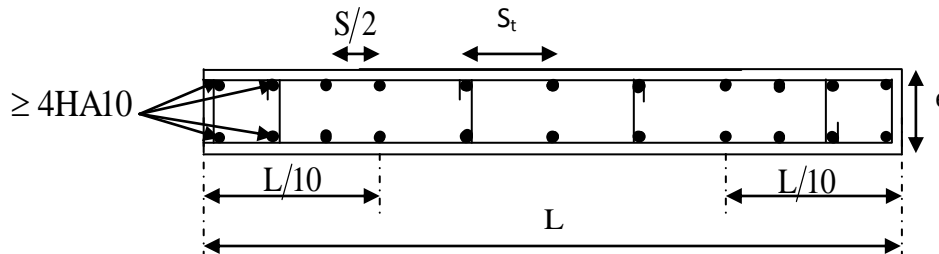


Fig. IX.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles

h. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

$40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX.2. Vérification :

a. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /version 2003) :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{avec : } v = 1.4 v_u, \text{ calculé}$$

et :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11 /BAEL91 modifiées 99)

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$ et $\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Pour une fissuration préjudiciable.

- Disposition des voiles :

Afin de faciliter la réalisation et de réduire les calculs on décompose notre bâtiment :

- ❖ 2 catégories de voile pour chaque zone dans le sens transversale (sens xx).
 - 2 trumeaux : $V_{x3} = V_{x4}$; $V_{x5} = V_{x6} = V_{x7} = V_{x8}$
- ❖ 5 catégories de voile pour chaque zone dans le sens longitudinale (sens yy).
 - 2 trumeaux : $V_{y1} = V_{y2}$; $V_{y3} = V_{y4}$
 - 2 trumeaux : $V_{y5} = V_{y6}$; $V_{y9} = V_{y3}$
 - 1 linteau V_{y10} .

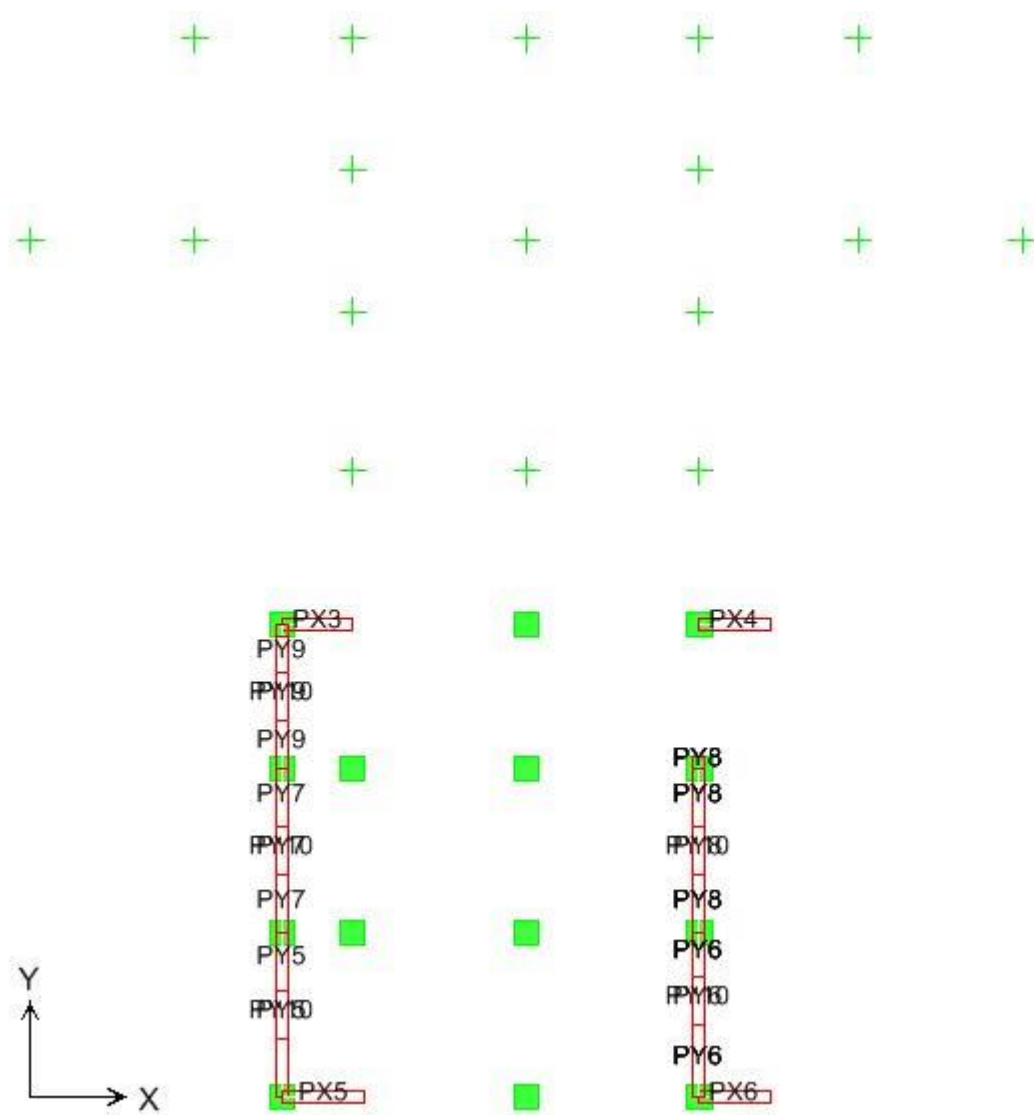


Fig. IX.1. Disposition des voiles pour 2^{ème} Entre-Sol.

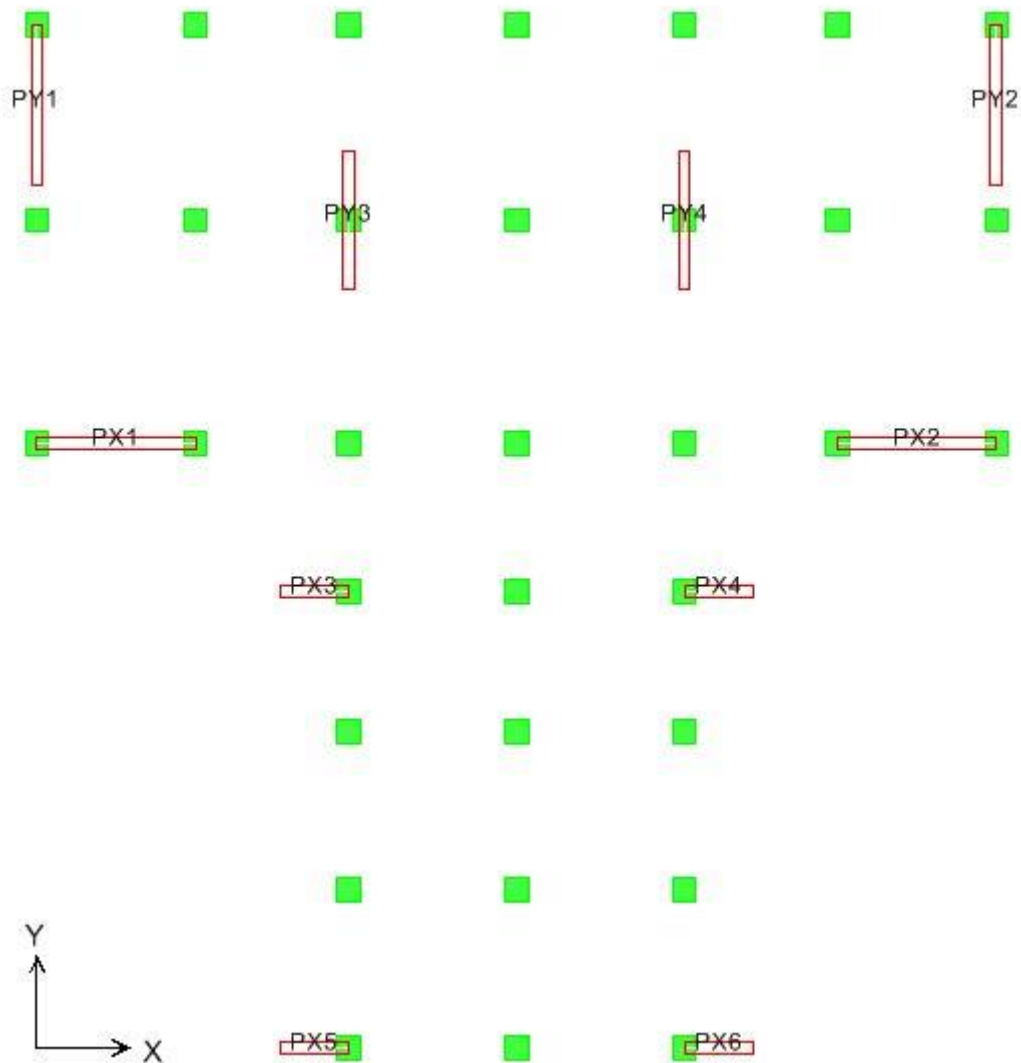


Fig. IX.2. Disposition des voiles pour 1^{er} Entre-Sol à 8^{ème} étage.

b. Exemple de calcul : (zone I voile V_{X3}) :

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{X1} de longueur $L= 3.40$ m (Entre-Sol 1) et d'épaisseur $e=0.25$ m, $I=0.820$ m⁴, $B=0.850$ m², $V=V'=L/2=1.70$ m

- sollicitation de calcul (zone I) :

$$N_{\max}=2182.80 \text{ KN}, \quad N_{\min}=550.70 \text{ KN}, \quad N_s=2020.50 \text{ KN} \quad V_u=894.90 \text{ KN}$$

$$M_{\max}=2145.53 \text{ KN}$$

- pour $N_{\min}=550.70 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{550.70}{0.85} + \frac{2145.53 \times 1.70}{0.82} = 5095.93 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{550.70}{0.85} - \frac{2145.53 \times 1.70}{0.82} = -3800.16 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{SPC}$$

- pour $N_{\max}=2182.82 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{2182.80}{0.85} + \frac{2145.53 \times 1.70}{0.82} = 6952.52 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{2182.80}{0.85} - \frac{2145.53 \times 1.70}{0.82} = -1880.05 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{SPC}$$

Dans les deux cas la section est partiellement comprimée, le cas le plus défavorable, est celui pour lequel on a considéré l'effort normal (N_{\min})

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = +5095.93 \text{ KN/m}^2 \text{ (traction)} \\ \sigma_{\min} = -3800.16 \text{ KN/m}^2 \text{ (compression)} \end{cases}$$

- Calcul de la longueur comprimée :

La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$L_c = \frac{5095.93}{5095.93 + 3800.16} 3.40 = 1.94 \text{ m.}$$

D'où la longueur comprimée $L_c = 1.94 \text{ m}$

- Calcul de la longueur tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.4 - 1.94 = 1.46 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue $L_t = 1.46 \text{ m}$

- Calcul de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad d \leq \min\left(\frac{3.06}{2}, \frac{2}{3} 1.94\right) = 1.29 \text{ m}$$

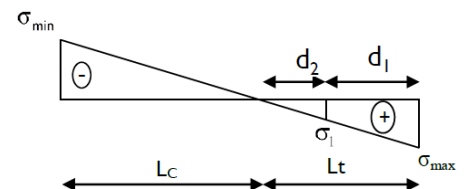
On opte pour $d = L_t/2 = 0.73 \text{ m}$ donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
- bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

- Ferrailage du voile :

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .



Pour ce qui est des parties comprimées : nous avons une contrainte maximale de compression

$\sigma = 3385.53 \text{ KN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrillés avec le ferrillage minimum.

- **Calcul de la section d'acier :**

- **Armatures verticales :**

Bande 1 : on a $d=d_1=0.73 \text{ m}$ et $e=0.25\text{m}$.

$$\sigma_{\min} = 3800.16 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$$

$$\sigma_1 = 3149.45 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3800.16 + 3149.45}{2} \times 0.73 \times 0.25 = 634.15 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{634.15 \times 10}{348} = 18.22 \text{ cm}^2$$

Bande 2 : on a $d_2=L_t-d_1=0.73 \text{ m}$ et $e=0.25 \text{ m}$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3149.45}{2} \times 0.73 \times 0.25 = 287.38 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{287.38 \times 10}{348} = 8.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B. Par conséquent chaque maille ($d=0.73\text{m}$) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = 0.002 d \cdot e = 0.002 \times 1250 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Section d'acier /nappe /bande :

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{V1}}{2} = 9.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{V2}}{2} = 4.125 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec } T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 894.90 \times 10}{400} = 34.45 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature totale :**

$$\text{Bande 1 : } A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{V1}}{2} = 13.42 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{9HA14 = 13.85 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement de 10 cm

$$\text{Bande 2 : } A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 8.91 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{8HA12=9.05 \text{ cm}^2}$$

Soit 4/nappe, avec un espacement de 10 cm

- **Vérifications :**

- **Pourcentage minimal dans le voile :** Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$$

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{340 \times 25 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 340 \times 25 \right)$$

$$A_{\text{min}} = 44.62 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée dans le voile est égale à :

$$18HA14 + 16HA12 = 27.70 + 18.01 = 45.71 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{45.71}{4}, 0.0015 \times 340 \times 25 \right)$$

$$A_h \geq 12.75 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 12.75/2 = 6.375 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{10 HA 12 (e=20cm) = 11.31 \text{ cm}^2}$$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{894.90 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3400} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \ll \text{coura (ou } 3.26 \text{ MPa} \ll \text{accid)}$$

condition vérifiée.

- **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 894.90 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3400} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{2020.50 \times 10^3}{250 \times 3400 + 15 \times 45.71 \times 10^2} = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

c. Ferrailage des trumeaux :

➤ Voiles pleins :

d. Ferrailage des voiles transversaux :

- Nos voiles V_{x3} et V_{x4} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer un des deux : $V_{x1} = V_{x2}$

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
L [m]		3.40	3.40	3.40	3.40	3.40
e_p [m]		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B [m ²]		0.850	0.850	0.850	0.850	0.850
I [m ⁴]		0.820	0.820	0.820	0.820	0.820
h [m]		3.40	4.08	3.06	3.06	3.06
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]		1.70	1.70	1.70	1.70	1.70
Sollicitation de calcul	N_s [KN]	2020.50	1804.30	1382.10	595.30	189.40
	N_{max} [KN]	2182.8	1896	1378.2	812.80	258.20
	N_{min} [KN]	550.70	389.8	204.6	87.30	18.20
	V_u [KN]	894.90	743.00	450.10	213.60	197.00
	M_{max} [KN.m]	2145.53	1790.50	674.53	452.65	127.41
	σ_{max} [KN/m ²]	5095.93	4175.93	1641.11	1042.46	285.93
	σ_{min} [KN/m ²]	-3800.16	-3258.98	-1159.70	-837.05	-243.31
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c [m]	1.94	1.90	1.98	1.88	1.84
	L_t [m]	1.46	1.50	1.42	1.52	1.56
	d [m]	0.73	0.64	0.71	0.76	0.78
	σ_1 [KN/m ²]	3149.45	2737.54	1037.20	616.77	165.32
	N_1 [KN]	634.15	607.15	287.22	158.43	52.00
	N_2 [KN]	287.38	244.26	84.20	65.97	35.13
A_{v1} [cm ² / bande]		18.22	15.18	8.34	4.00	1.50
A_{v2} [cm ² / bande]		8.25	7.03	4.42	1.90	1.43
$A_{Imin} = \max(0.15\% B : Bf_{t28}/400$ $Bf_{t28}/400$ cm ² / bande]		44.62	44.62	44.62	44.62	44.62
A_{vj} [cm ²]		34.45	28.60	17.32	8.22	7.58
$A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]		13.42	11.16	9.02	7.75	3.40
$A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]		8.43	7.02	5.75	3.96	2.90
Choix par nappe/bande [cm ²]	bande 1	9HA14 = 13.85	9HA14	9HA14	9HA12	9HA12
	bande 2	8HA12 = 9.05	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
Espacement	bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	bande2	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
Armatures transversales		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ [MPa]	τ_b [MPa]	1.80	1.36	0.82	0.40
	$\tau_u = 2.5$ [MPa]	τ_u [MPa]	1.17	0.97	0.59	0.28
	$\sigma_b = 15$ [MPa]	σ_b [MPa]	2.20	1.96	1.65	0.97

Tableau IX.1. Ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2} transversaux

- De même pour les voiles V_{x3} , V_{x4} , V_{x5} et V_{x6} :
 - $V_{x3} = V_{x4} = V_{x5} = V_{x6}$

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
L [m]		1.48	1.48	1.48	1.48	1.48
e_p [m]		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B [m ²]		0.370	0.370	0.370	0.370	0.370
I [m ⁴]		0.067	0.067	0.067	0.067	0.067
h [m]		3.40	4.08	3.06	3.06	3.06
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]		0.74	0.74	0.74	0.74	0.74
Sollicitation de calcul	N_s [KN]	1339.40	1179.30	948.70	441.30	165.20
	N_{max} [KN]	1784.20	1618.70	1788.36	605.10	226.20
	N_{min} [KN]	262.10	195.20	125.10	63.6	23.30
	V_u [KN]	444.21	316.82	245.47	178.58	98.49
	M_{max} [KN.m]	1055.64	612.85	895.05	185.20	182.31
	σ_{max} [KN/m ²]	12274.42	7242.50	10145.08	2201.10	2060.52
	σ_{min} [KN/m ²]	-10858.16	-6187.37	-9468.86	-1857.32	-1934.58
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c [m]	0.78	0.80	0.76	0.80	0.76
	L_t [m]	0.70	0.68	0.72	0.68	0.72
	d [m]	0.35	0.34	0.36	0.34	0.36
	σ_1 [KN/m ²]	6670.01	4185.57	5260.47	1256.42	1074.76
	N_1 [KN]	942.86	527.36	845.67	157.24	173.30
	N_2 [KN]	287.38	244.26	84.20	65.97	35.13
A_{v1} [cm ² / bande]		13.47	12.18	11.54	5.25	4.33
A_{v2} [cm ² / bande]		3.87	3.40	3.12	2.27	2.10
$A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400$ $Bf_{t28}/400$ cm ² / bande]		19.42	19.42	19.42	19.42	19.42
A_{vj} [cm ²]		17.10	10.48	8.90	6.47	3.57
$A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]		8.47	8.02	6.88	3.43	2.61
$A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]		4.80	3.13	2.67	1.94	1.50
Choix par nappe/bande [cm ²]	bande 1	5HA14 = 7.69	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
	bande 2	4HA12 = 4.52	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10
Espacement	bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	bande2	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
Armatures transversales		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ [MPa]	τ_b [MPa]	2.05	1.46	1.13	0.82
	$\tau_u = 2.5$ [MPa]	τ_u [MPa]	1.33	0.95	0.73	0.53
	$\sigma_b = 15$ [MPa]	σ_b [MPa]	3.02	2.66	2.14	0.99

Tableau IX.2. Ferrailage des voiles V_{x3} , V_{x4} , V_{x5} et V_{x6} transversaux.

- **Ferrailage des voiles longitudinaux :**
 - Nos voiles V_{y1} et V_{y2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'a ferrailer un des deux
 - $V_{Y1} = V_{y2}$

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
L [m]			3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
e_p [m]			0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B [m ²]			0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
I [m ⁴]			0.972	0.972	0.972	0.972	0.972
h [m]			3.40	4.08	3.06	3.06	3.06
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]			1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
Sollicitation de calcul	N_s [KN]		1700.6	1179.30	1224.30	537.60	167.30
	N_{max} [KN]		3185.00	2767.40	1903.60	734.40	228.20
	N_{min} [KN]		361.80	202.60	134.70	90.10	17.40
	V_u [KN]		761.30	711.00	437.20	185.20	185.30
	M_{max} [KN.m]		2802.09	2030.54	1694.65	721.84	469.19
	σ_{max} [KN/m ²]		5591.05	3985.37	3287.90	1437.52	888.20
	σ_{min} [KN/m ²]		-4787.05	-3535.19	-2988.57	-1235.96	-849.54
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c [m]		1.94	1.90	1.88	1.93	1.76
	L_t [m]		1.66	1.70	1.72	1.67	1.84
	d [m]		0.83	0.85	0.86	0.835	0.92
	σ_1 [KN/m ²]		3200.97	2183.50	1772.30	810.40	387.83
	N_1 [KN]		993.64	747.80	640.36	257.13	186.90
N_2 [KN]		332.10	231.99	190.52	84.58	44.60	
A_{v1} [cm ² / bande]			22.84	18.70	16.00	6.4	4.67
A_{v2} [cm ² / bande]			9.54	6.66	5.47	2.43	1.28
$A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400$ $Bf_{t28}/400$ cm ² / bande]			47.25	47.25	47.25	47.25	47.25
A_{vj} [cm ²]			29.31	27.37	16.83	7.13	7.13
$A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande]			15.08	11.68	10.10	4.09	3.22
$A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande]			8.43	5.66	4.83	2.10	1.53
Choix par nappe/bande[cm ²]	bande 1		10HA14= 15.39	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	bande 2		8HA12 = 9.05	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
Espacement	bande1		10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	bande2		10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=20cm)			5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA10
Armatures transversales			4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ [MPa]	1.82	1.32	1.22	0.75	0.32	0.32
	$\tau_u = 2.5$ [MPa]	1.30	0.94	0.88	0.53	0.23	0.23
	$\sigma_b = 15$ [MPa]	2.18	1.74	1.21	1.26	0.55	0.17

Tableau IX.3.Ferrailage des voiles V_{Y1} et V_{Y2} longitudinaux.

- De même pour les voiles V_{y3} et V_{y4} :
- $V_{Y3} = V_{y4}$

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
L [m]			2.96	2.96	2.96	2.96	2.96
e_p [m]			0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B [m ²]			0.74	0.74	0.74	0.74	0.74
I [m ⁴]			0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
h [m]			3.40	4.08	3.06	3.06	3.06
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]			1.48	1.48	1.48	1.48	1.48
Sollicitation de calcul	N_s [KN]		2896.8	2586.18	2007.3	888.90	290.80
	N_{max} [KN]		3389.20	3155.3	2754.8	1219.10	397.80
	N_{min} [KN]		1272.4	1049.1	691.6	330.9	143.7
	V_u [KN]		416.90	334.90	255.10	175.20	91.30
	M_{max} [KN.m]		2267.76	1996.42	900.04	503.41	297.03
	σ_{max} [KN/m ²]		7931.36	6886.35	3400.00	1826.12	1007.82
	σ_{min} [KN/m ²]		-4492.45	-4050.94	-1530.82	-931.80	-619.44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c [m]		1.88	1.86	2.04	1.96	1.84
	L_t [m]		1.08	1.10	0.92	1.00	1.12
	d [m]		0.54	0.55	0.46	0.50	0.56
	σ_1 [KN/m ²]		5573.96	4861.13	2629.02	1360.43	707.93
	N_1 [KN]		601.05	555.14	175.85	116.48	87.25
	N_2 [KN]		376.24	334.20	151.17	85.03	49.55
A_{v1} [cm ² / bande]			15.02	13.88	4.90	2.91	2.18
A_{v2} [cm ² / bande]			10.81	9.60	4.34	2.44	1.42
$A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400$ $Bf_{t28}/400$ cm ² / bande]			38.85	38.85	38.85	38.85	38.85
A_{vj} [cm ²]			16.05	12.89	9.82	6.75	3.52
$A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]			9.52	8.55	3.68	2.30	1.53
$A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj}/8)$ [cm ² / bande]			7.41	6.41	3.39	2.06	1.15
Choix par nappe/bande [cm ²]	bande 1		8HA14 = 12.31	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
	bande 2		7HA12 = 7.92	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
Espacement	bande1		10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	bande2		10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
A_h / h_t : choix par nappe/ml. (e=20cm)			5HA12	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
Armatures transversales			4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ [MPa]	τ_b [MPa]	0.84	0.67	0.51	0.35	0.18
	$\tau_u = 2.5$ [MPa]	τ_u [MPa]	0.54	0.44	0.33	0.23	0.12
	$\sigma_b = 15$ [MPa]	σ_b [MPa]	3.56	3.18	2.47	1.09	0.36

Tableau IX.4. Ferraillage des voiles V_{Y3} et V_{Y4} longitudinaux.

➤ Voile avec ouverture :

- Les trumeaux du voile Vy9 :

			Zone 1
L [m]			1.00
e _p [m]			0.25
B [m ²]			0.25
I [m ⁴]			0.020
h [m]			3.40
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]			0.50
Sollicitation de calcul	N _s [KN]		59.90
	T [KN]		130.20
	σ _{max} [KN/m ²]		680.61
	σ _{min} [KN/m ²]		-433.68
	Nature de la section		SPC
	L _c [m]		0.60
	L _t [m]		0.40
	d [m]		0.20
	σ ₁ [KN/m ²]		216.84
	N ₁ [KN]		16.27
	N ₂ [KN]		5.43
A _{v1} [cm ² / bande]			0.480
A _{v2} [cm ² / bande]			0.158
A _{min} = max(0.15%B : Bf _{t28} /400 cm ² / bande)			13.13
A _{vj} [cm ²]			5.02
A ₁ = A _{v1} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande/nappe]			0.868
A ₂ = A _{v2} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande/nappe]			0.708
Choix par nappe/bande [cm ²]	bande 1		2HA16+2HA14 = 7.10
	bande 2		2HA16+2HA14 = 7.10
Espacement	bande1		6
	bande2		6
A _h / h _t : choix par nappe/ml.(e=25cm)			4HA12 = 4.52
Armatures transversales			04 épingles HA8 / m²
Vérification des contraintes	τ _b =5 [MPa]	τ _b [MPa]	0.82
	τ _u =2.5[MPa]	τ _u [MPa]	0.57
	σ _{bc} =15 [MPa]	σ _{bc} [MPa]	0.20

Tableau IX.5.Ferrailage trumeaux du voile Vy9 longitudinale

▪ Ferrailage trumeau des voiles Vy5, Vy6, Vy7, Vy8 :

			Zone 1
L [m]			1.20
e_p [m]			0.25
B [m ²]			0.30
I [m ⁴]			0.036
h [m]			3.40
$V = V' = \frac{L}{2}$ [m]			0.60
Sollicitation de calcul	N _s [KN]		1486.90
	T [KN]		500.80
	σ_{max} [KN/m ²]		16122.16
	σ_{min} [KN/m ²]		-4961.50
	Nature de la section		SPC
	L _C [m]		0.90
	L _t [m]		0.30
	d [m]		0.15
	σ_1 [KN/m ²]		2480.75
	N ₁ [KN]		139.55
N ₂ [KN]		46.52	
A _{v1} [cm ² / bande]		4.02	
A _{v2} [cm ² / bande]		1.34	
A _{min} = max(0.15%B : Bf _{t28} /400 cm ² / bande)			15.75
A _{vj} [cm ²]			19.28
A ₁ = A _{v1} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande/nappe]			4.42
A ₂ = A _{v2} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande/nappe]			3.08
Choix par nappe/bande [cm ²]	bande 1		2HA20+1HA16 = 8.29
	bande 2		2HA20+1HA16 = 8.29
Espacement	bande1		6
	bande2		6
A _h / h _t : choix par nappe/ml.(e=25cm)			4HA12 = 4.52
Armatures transversales			04 épingles HA8 / m²
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5$ [MPa]	τ_b [MPa]	2.59
	$\tau_u = 2.5$ [MPa]	τ_u [MPa]	1.85
	$\sigma_{bc} = 15$ [MPa]	σ_b [MPa]	4.61

Tableau IX.6.Ferrailage trumeau des voiles Vy5, Vy6, Vy7, Vy8 longitudinal.

IX.3. 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, Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

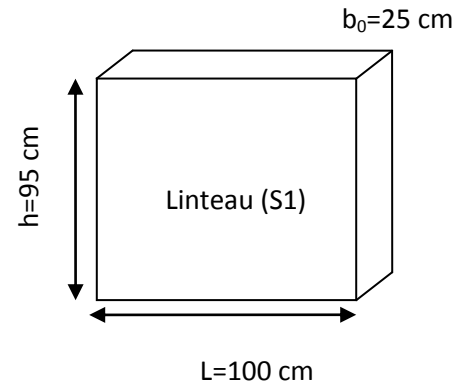
1. Méthode de calcul :

- **Contrainte limite de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.20 f_{c28} \\ \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \\ \bar{V} = 1.4 V_{u, \text{calculé}} \end{array} \right.$$

Avec :

- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile,
- d : hauteur utile ($d = 0.9 h$),
- h : hauteur totale de la section brute.



Remarque :

On a 5 linteaux égaux, donc on étudie un seul.

ZNES	Linteau	V_u (KN)	h (m)	b_0 (m)	L (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)
I	$V_{Y10}(S1)$	265.60	0.95	0.25	1	1.74	5

2. Ferraillage des linteaux :

Le ferraillage des linteaux sera comme il indiqué à (l'art 7.7.3 de RPA 99-2003)

- Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) il devra 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 :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

d: est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

-Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V} \quad \text{ou : } S_t : \text{ espacement des cours d'armatures transversales}$$

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

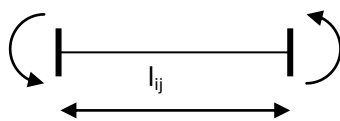
- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V + A_t \cdot f_c} \quad \text{et } V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{Ou : } V_2 = 2 V_u \text{ calcul}$$

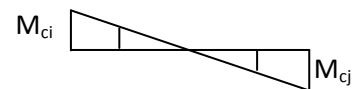
$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

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 : $M_c = A_t \cdot f_c$.



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 \cdot f_{c28}$

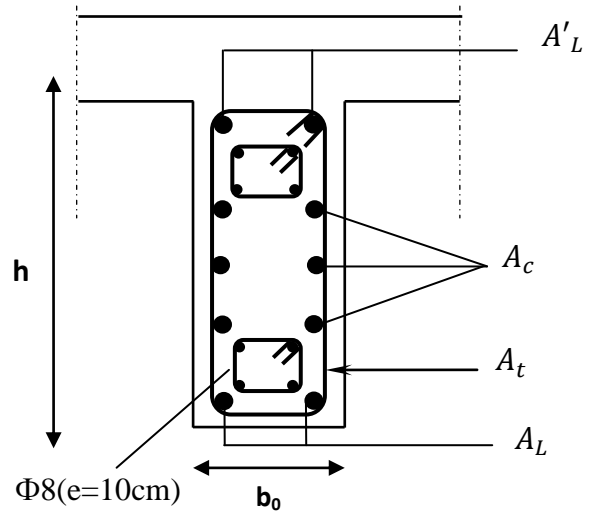
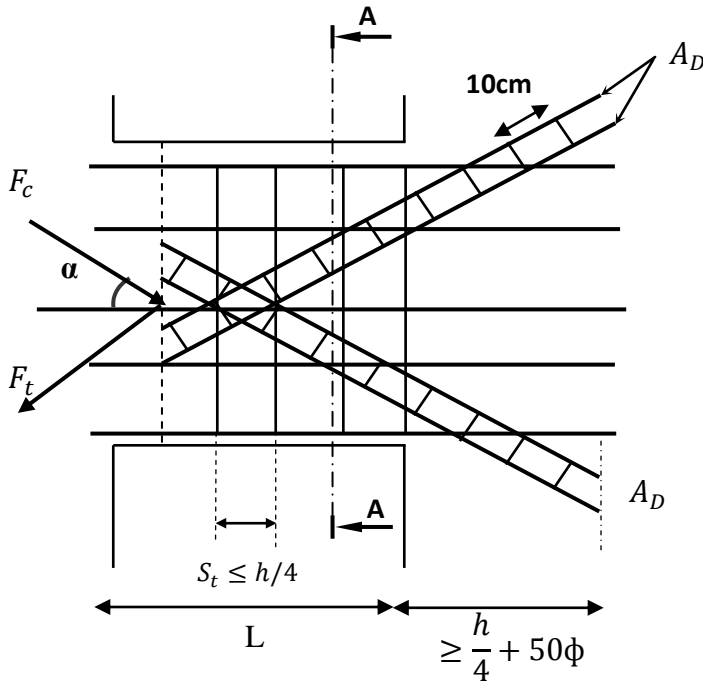
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

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 : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

Coupe verticale du linteau

Schéma de ferrailage d'un linteau

• Ferrailage minimal :

-Armatures longitudinales : $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales

$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

- Exemple de calcul :

Ferrillage du voile $V_{Y10}(S1)$ en Zone I :

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0.95 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 265.50 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 950} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.74 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 1.74 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}, \text{ donc le ferrillage minimal qui sera adopté (2^{ème} cas)}$$

$$\text{Le RPA 2003 : } (A_{l\min} = A'_{l\min}) \geq 0.15\% \cdot e \cdot h = 0.0015 \times 25 \times 95 = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A'_l = 3.56 \text{ cm}^2 \text{ . Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales :

$$\tau_b = 1.74 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{96}{4} = 24 \text{ cm} \quad \text{avec } S = 20 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 25 \times 20 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$$

- Armatures diagonales :

$$\tau_b = 1.74 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{95 - 2 \times 3}{100} = 0.89 \Rightarrow \alpha = 42^\circ$$

$$A_D = \frac{265.50 \times 10^3}{2 \times 400 \times 100 \times 0.67} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14** $\Rightarrow A_D = 6.15 \text{ cm}^2$ Avec un cadre de **HA8**, et un espacement de 10 cm.

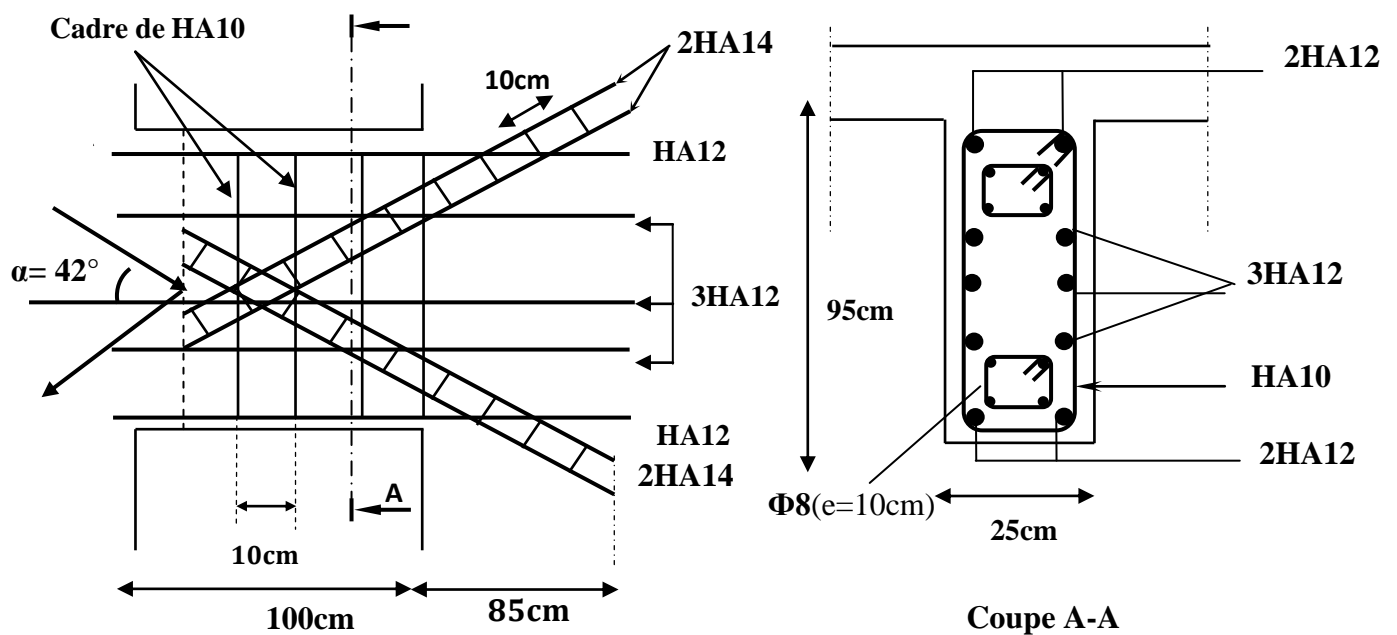
▪ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 25 \times 96 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12** \Rightarrow $A_c = 6.78 \text{ cm}^2$

Zone		Zone I
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.95
	L(m)	1.00
	e (m)	0.25
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5
	τ_b (MPa)	1.74
	V_u (KN)	265.50
Ferrailage des linteaux	$A_l = A_l$ (cm ²)	4.52
	Choix des barres	4HA12
	L_C (cm)	85
	A_t (cm ²)	1.57
	Choix des barres	2HA10
	A_D (cm ²)	6.15
	Choix des barres	4HA14
	A_c (cm ²)	6.78
Choix des barres	6HA12	

Plan de ferrailage des linteaux:



Coupe verticale du linteau

Coupe A-A

Schéma de ferrailage d'un linteau

CONCLUSION :

Toutes les conditions sont vérifiées.

Ferraillage des voiles :

- ❖ Les trumeaux seront ferrailés comme suite :
- ✓ Voiles pleins :
- ✓ Sens transversale :
- ❖ Voile $V_{X1}=V_{X2}$

Zone		I	II	III	IV	V
Choix par bande	bande 1	9HA14	9HA14	9HA14	9HA12	9HA12
	bande 2	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales		4HA8				

- ❖ Voile $V_{X3}=V_{X4} =V_{X5}=V_{X6}$

Zone		I	II	III	IV	V
Choix par bande	bande 1	5HA14	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
	bande 2	4HA12	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales		4HA8				

- ✓ Sens longitudinal :

- ❖ Voile $V_{Y1}=V_{Y2}$

Zone		I	II	III	IV	V
Choix par bande	bande 1	10HA14	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	bande 2	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales		4HA8				

- ❖ Voile $V_{Y3}=V_{Y4}$

Zone		I	II	III	IV	V
Choix par bande	bande 1	8HA14	8HA14	8HA14	8HA12	8HA12
	bande 2	7HA12	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=20cm)		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales		4HA8				

✓ Voile avec ouverture :

❖ Trumeau voile V_{Y9} :

Zone		I
Choix par bande	bande 1	2HA16+2HA14
	bande 2	2HA16+2HA14
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=25cm)		4HA12
Armatures transversales		4HA8

❖ Trumeau voile $V_{y5}, V_{y6}, V_{y7}, V_{y8}$:

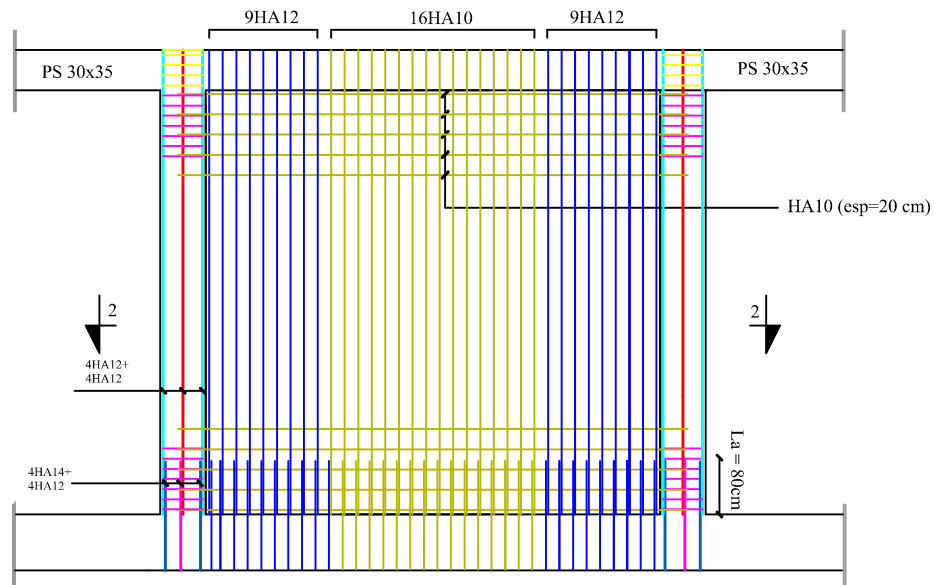
Zone		I
Choix par bande	bande 1	2HA20+1HA16
	bande 2	2HA20+1HA16
(Ah)/ht: Choix par nappe/ml.(e=25cm)		4HA12
Armatures transversales		4HA8

❖ Ferrailage de linteaux : V_{Y10}

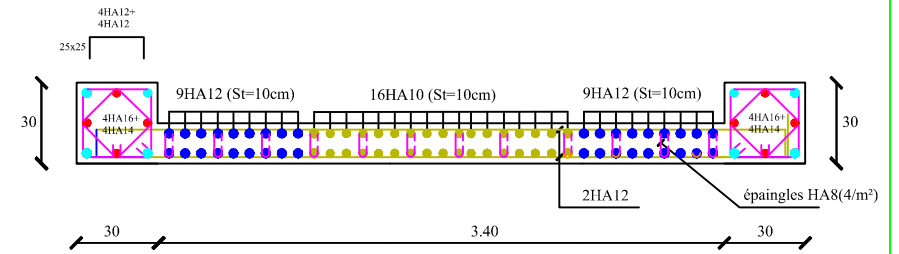
Sens l	Zone	I
Choix des barres Al		4HA12
Choix des barres At		2HA10
Choix des barres AD		4HA14
Choix des barres Ac		6HA12

e=25 cm , 6 au 8ème étage zones IV et V

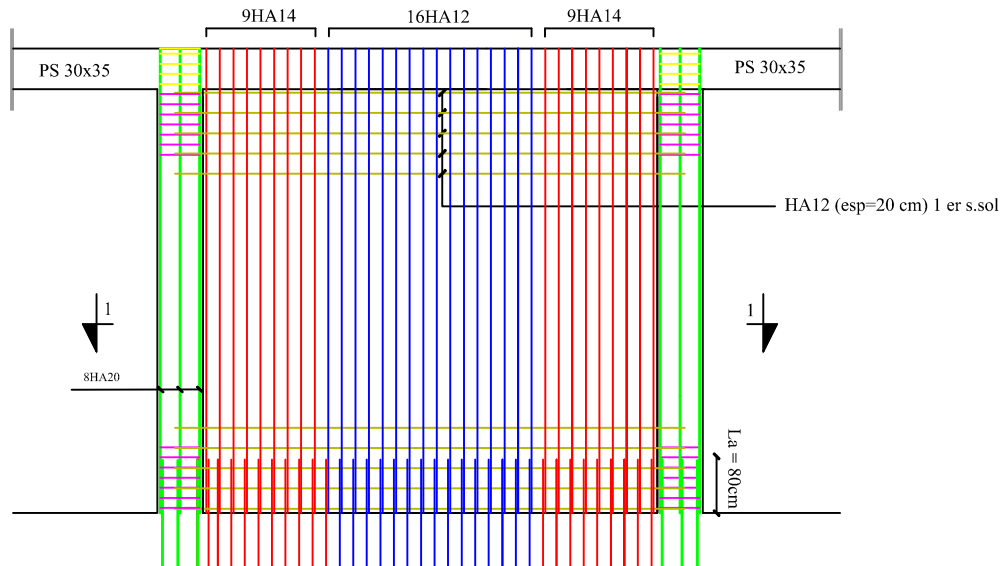
Coupe 2-2



8ème étage

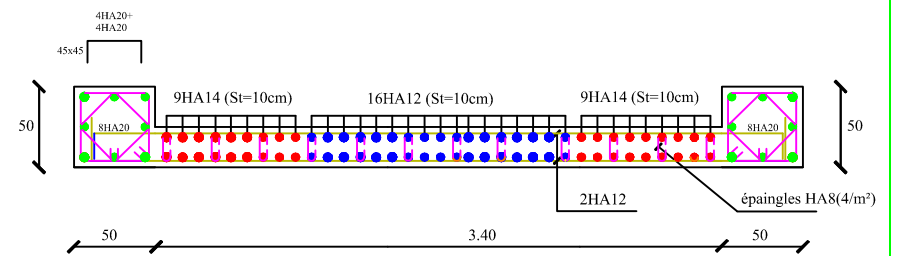


e=25 cm , 1 er s.sol au 5ème étages zones I,II,et III



1 er s.sol

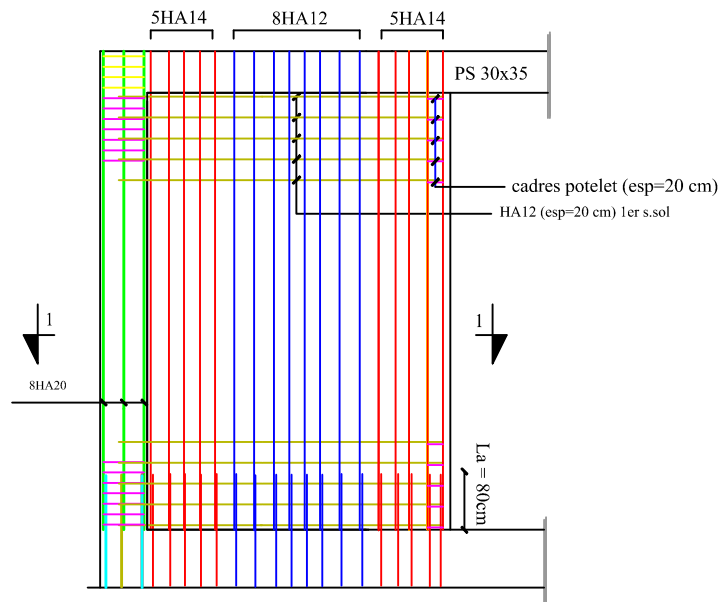
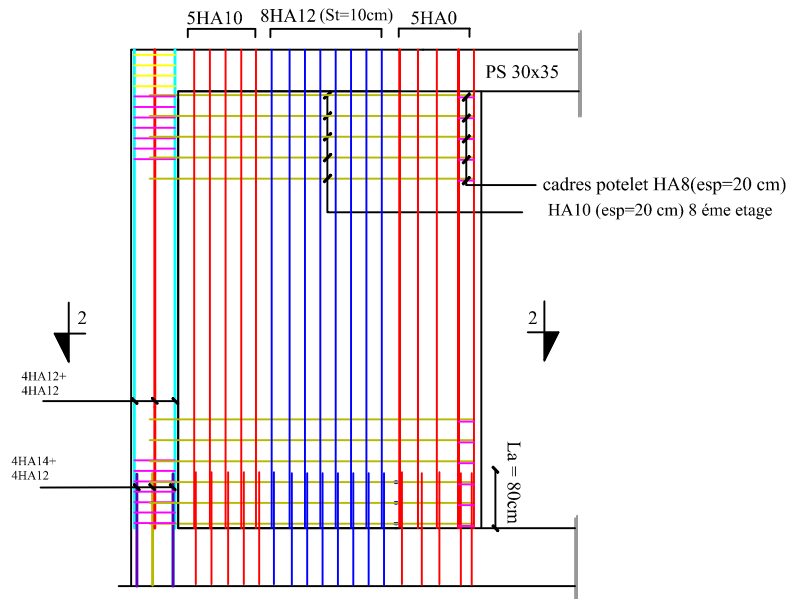
Coupe 1-1



voile: $V_{x1} = V_{x2}$

VOILES SENS X-X.

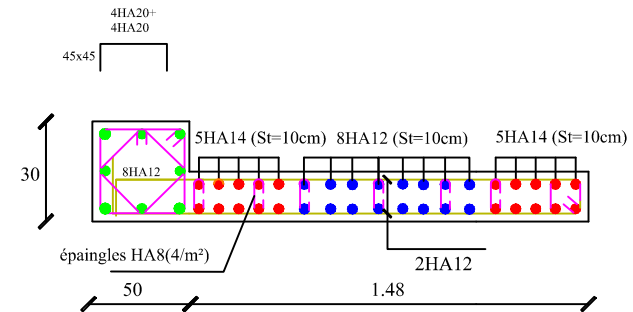
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE BOULOBAKHAR MAMMERI DE TIGLAZOUZ	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
NOM: _____ PRENOM: _____ NO. D'ETUDIANT: _____ NO. D'ETABLISS: _____ MATRIQUE: _____	TITRE: _____ ferrailages des voiles sens X-X voile Vx1-Vx2 PROMOTION 2012-2013
PLANCHE N°	ECHELLE



e=25 cm , 6 au 8émé étage zones IV et V

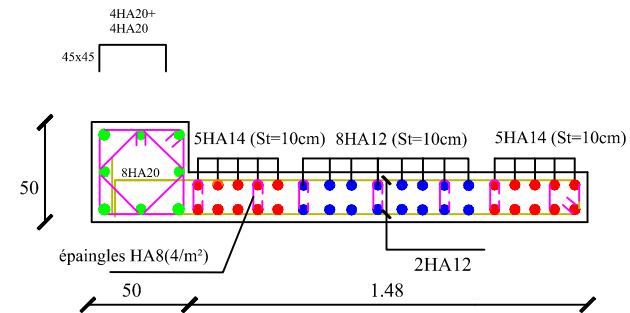
Coupe 2-2

8 éme étage



e=25 cm , 1 er s.sol au 5ème étages zones I,II,et III

1 er s.sol et 2 éme s.sol Coupe 1-1



voile: $V_{x3}=V_{x4}=V_{x5}=V_{x6}$

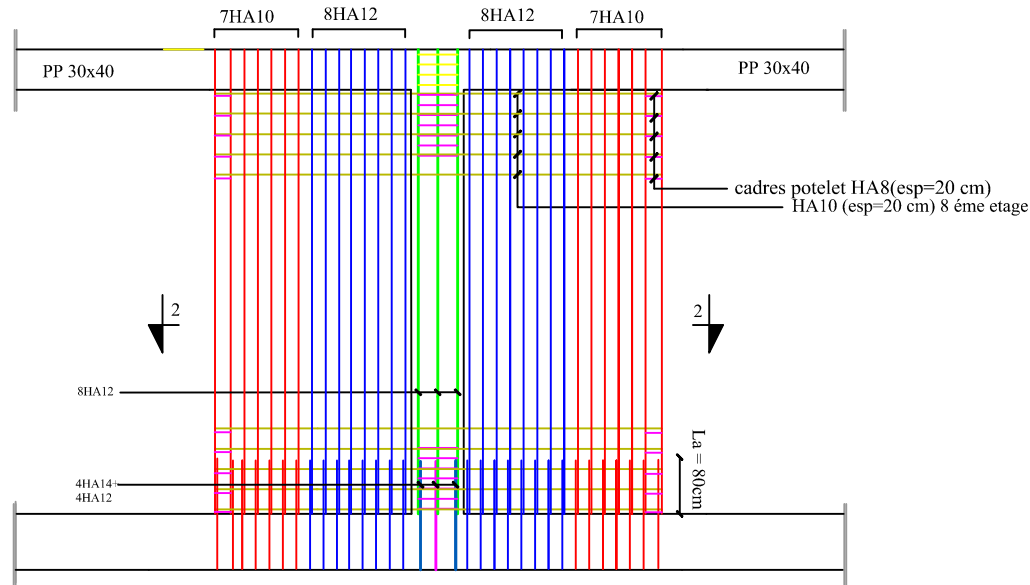
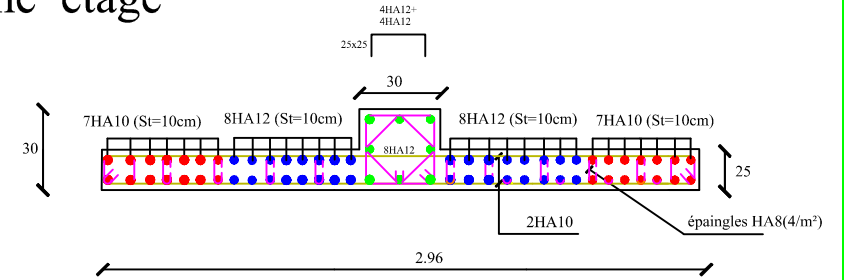
VOILES SENS X-X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE BOU LOU DJ MAMMERI DE TIZI OUAZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
NOM: _____ PRENOM: _____ N° d'identification: _____ AN 1 d'inscription: _____ PROMOTION: 2012-2013	TITRE: ferrillage des voiles sens X-X voiles Vx3-Vx4-Vx5-Vx6 PLANCHE N° _____ ECHELLE _____

e=25 cm , 6 au 8ème étage zones IV et V

Coupe 2-2

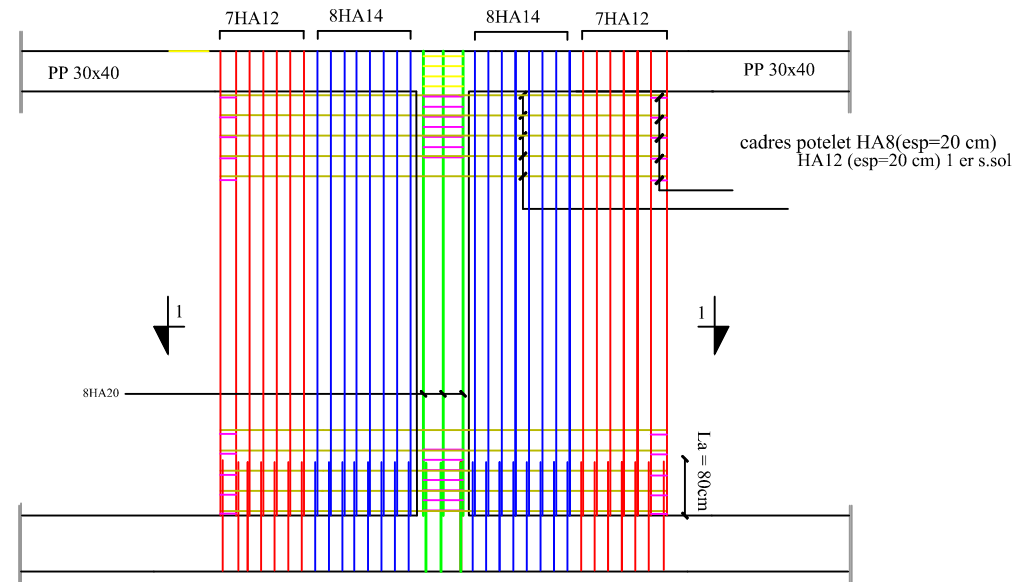
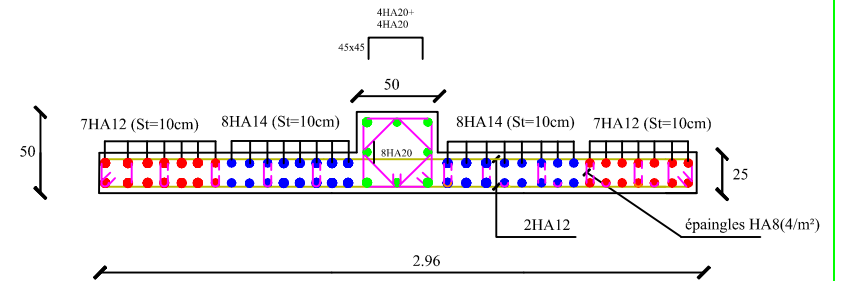
8 ème étage



e=25 cm , 1 er s.sol au 5ème étages zones I,II,et III

Coupe 1-1

1 er s.sol



voile:Vy3=Vy4

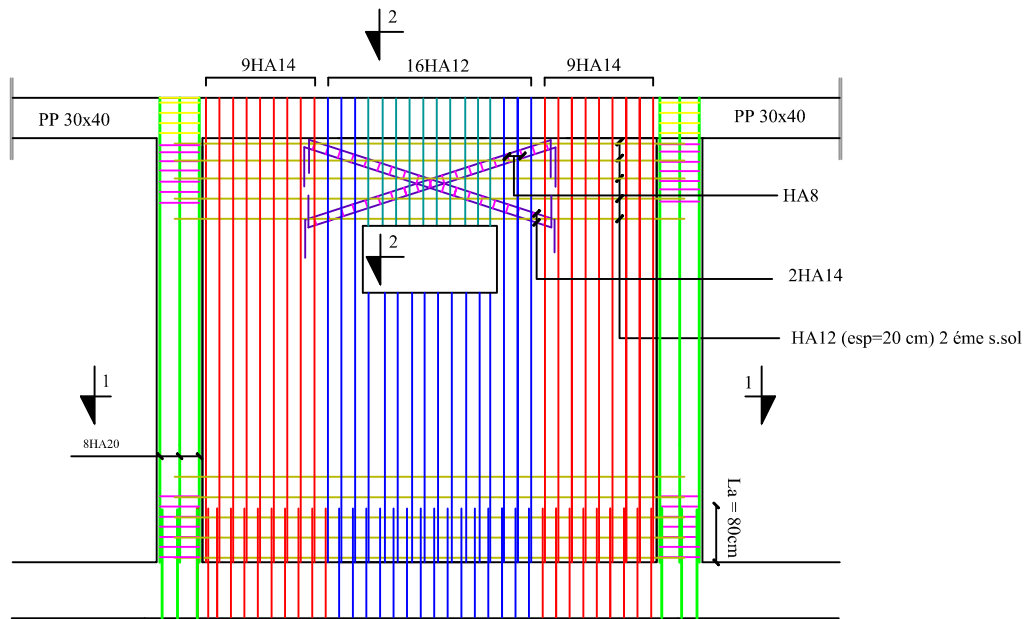
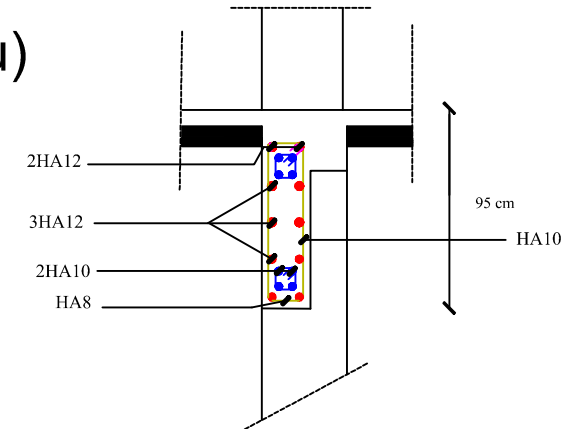
VOILES SENS Y-Y.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE BOUCHEKHAOUENNE DE TISSERANT FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
N° DE LA PLANCHE M. EL KHAYAT M. EL KHAYAT PROMOTION 2012-2015	TITRE: ferrillages des voiles sens Y-Y voiles Vy3-Vy4 PLANCHE N° ECHELLE

e=25 cm , 2 éme S-Sol zone I

Coupe 2-2

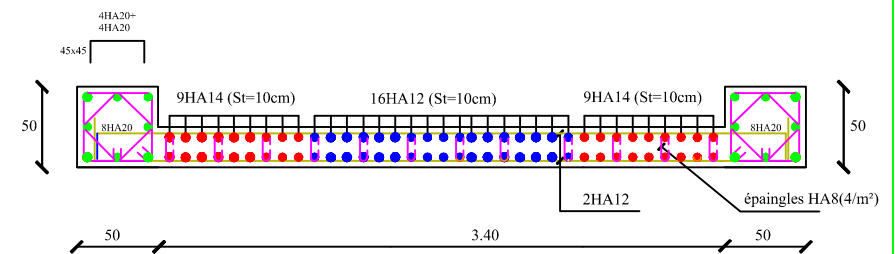
voile:Vy10 (lindeau)



e=25 cm , 2 éme S-Sol zone I

Coupe 1-1

2 éme s.sol



voile:Vy5=Vy6=Vy7=Vy8(trumeau)

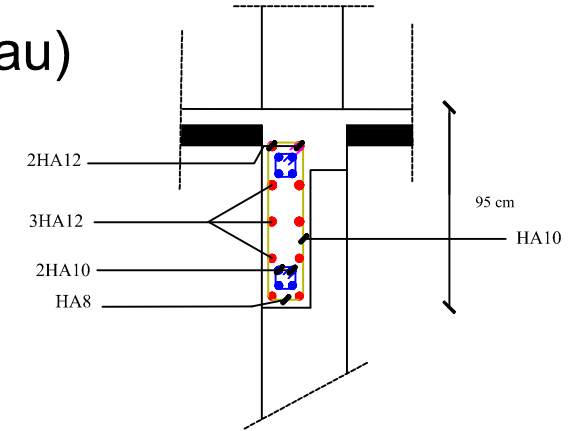
VOILES SENS Y-Y.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE BOULOCHRAMA MAMMERI DE TEGHAYEN	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
NOM: _____ PRENOM: _____ MATRIQUE: _____	TITRE: ferrailages des voiles: sens Y-Y voiles Vy5-Vy6-Vy7-Vy8 (trumeau) voile Vy10 (linteau)
PROMOTION: 2012-2013 PLANCHE N°: _____	ECHELLE: _____

e=25 cm , 2 ème S-Sol zone I

Coupe 2-2

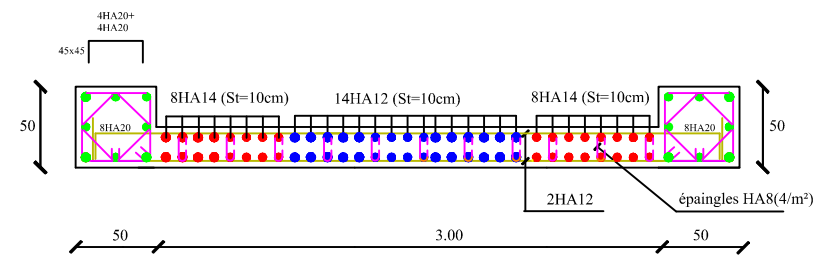
voile:Vy10 (linteau)



e=25 cm , 2 ème S-Sol zone I

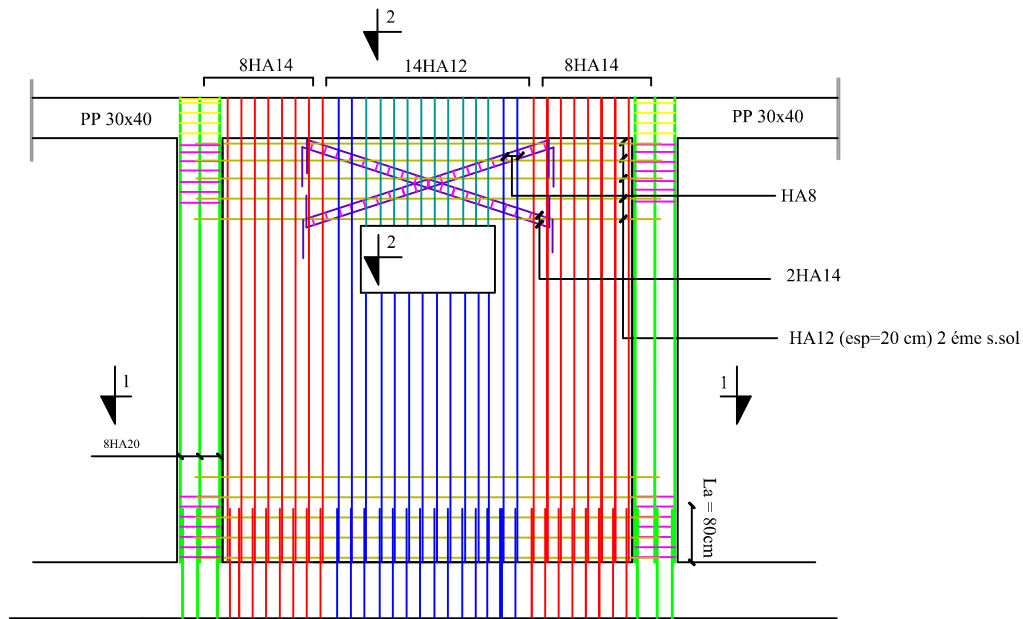
Coupe 1-1

2 ème s.sol



voile:Vy9 (trumeau)

VOILES SENS Y-Y.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE BOULOCHRA MAAMER DE TEGHOUT	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
NOM: _____ PRENOM: _____ MATRICULE: _____ PROMOTION: 2012-2013	TITRE: ferrailages des voiles: sens Y-Y voile Vy9 (trumeau) voile Vy10 (linteau) PLANCHE N° _____ ECHELLE: _____

CHAPITRE X

L'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

X.1. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.61 bars (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^3 de ciment.

X.2. 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.
- Facilité d'exécution.
- Economie.

Remarque :

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

A. Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

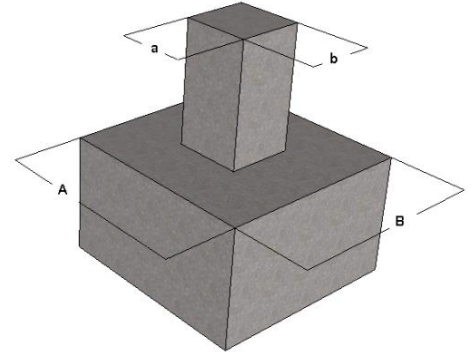
Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1$$

D'où $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \text{ avec } N_{ser}=1354.50 \text{ KN et } \sigma_{sol}=0.261\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1354.50}{261}} = 2.28\text{m} \quad A=B= 2.28\text{m}$$

**Conclusion**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

B. Semelles filantes :**a. Semelles sous poteaux :**

- Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$, $q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

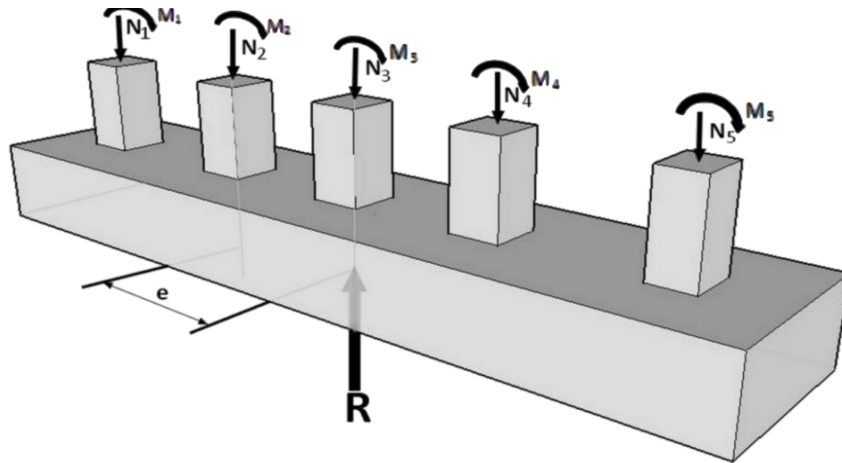


Figure. X.1.Semelle filante.

b. Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique longitudinal (D)

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	poteau	Ni=G+Q (KN)	Moment (kN.m)	ei (m)	Ni x ei (KN.m)
Entre-Sol 1	1	962.40	12.50	4.50	4330.80
	2	1293.80	2.70	0.30	388.14
	3	1076.30	-13.40	-4.50	-4843.35
	Somme	R=3332.50	1.80		-124.41
Entre-Sol 2	4	831.00	5.70	4.90	4071.90
	5	1233.90	6.50	1.90	2344.41
	6	1354.50	2.10	-1.50	-2031.75
	7	871.60	-5.20	-4.90	-4270.84
	Somme	R=4291	9.10		1137.20

Tableau. X.1.résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

Entre-Sol 2 :
$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-124.41 + 1.80}{3332.50} = 0.036m$$

$$e = 0.036m \leq \frac{L}{6} = \frac{9.00}{6} = 1.50m \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3332.50}{9.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.036}{9.00}\right) = 379.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3332.50}{9.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.036}{9.00}\right) = 361.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3332.50}{9.00} \left(1 + \frac{3 \times 0.036}{9.00}\right) = 374.72 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{374.72}{261} = 1.435m$$

D'où La surface de la semelle filante sous poteaux :

$$S_p = B \times L = 1.500 \times 9 = 13.50m^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{Ptot} = 13.50 \times 7 = 94.50m^2$$

Entre-Sol 2 :
$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1137.20 + 9.10}{4291} = 0.267m$$

$$e = 0.267m \leq \frac{L}{6} = \frac{9.80}{6} = 1.64m \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4291}{9.80} \left(1 + \frac{6 \times 0.267}{9.80}\right) = 509.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4291}{9.80} \left(1 - \frac{6 \times 0.267}{9.80}\right) = 366.28 \text{ KN/ml}$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4291}{9.80} \left(1 + \frac{3 \times 0.267}{9.80}\right) = 473.64 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{473.64}{261} = 1.815m$$

D'où La surface de la semelle filante sous poteaux :

$$S_p = B \times L = 1.900 \times 9.80 = 18.62m^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{Ptot} = 18.62 \times 3 = 55.86m^2$$

c. Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \text{d'où } B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

- Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

• **Sens x-x**

	voile	Ns=G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = BxL (m ²)
Entre-Sol 1	V _{x1}	1992.00	3.40	2.25	7.650
	V _{x2}	2020.50	3.40	2.28	7.752
Entre-Sol 2	V _{x3}	390.000	1.48	1.00	1.480
	V _{x4}	1339.40	1.48	3.47	5.136
	V _{x5}	813.70	1.48	2.11	3.123
	V _{x6}	787.10	1.48	2.04	3.019

Tableau. X .2. résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x ».

• Sens y-y

	voile	Ns=G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = BxL (m ²)
Entre-Sol 1	V _{y1}	1678.80	3.45	1.87	6.452
	V _{y2}	1700.60	3.45	1.89	6.520
	V _{y3}	2877.10	2.96	3.73	11.050
	V _{y4}	2896.80	2.96	3.75	11.100
Entre-Sol 2	V _{y5}	570.700	3.40	0.65	2.210
	V _{y6}	1134.30	3.40	1.28	4.352
	V _{y7}	134.400	3.40	0.16	0.544
	V _{y8}	2038.90	3.40	2.30	7.820
	V _{y9}	172.800	3.00	0.23	0.690

Tableau. X.3.résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y ».

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

Sens(x-x) : pour le E/SOL1: $S_{vtot} = \sum B_i \times L_i = 15.402 \text{ m}^2$

Sens(y-y) : pour le E/SOL1 : $S_{vtot} = \sum B_i \times L_i = 35.122 \text{ m}^2$

Sens(x-x) : pour le E/SOL2 : $S_{vtot} = \sum B_i \times L_i = 12.758 \text{ m}^2$

Sens(y-y) : pour le E/SOL2 : $S_{vtot} = \sum B_i \times L_i = 15.616 \text{ m}^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

pour le E/SOL1 : $S_t = S_{ptot} + S_{vtot} = 94.500 + 15.402 + 35.122 = 145.024 \text{ m}^2$

pour le E/SOL2 : $S_t = S_{ptot} + S_{vtot} = 55.860 + 12.758 + 15.616 = 84.234 \text{ m}^2$

- Calcul du rapport $\left(\frac{S_t}{S_{batiment}}\right)$

pour le E/SOL1 : $\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{145.024}{185.40} = 0.78 \text{ c.à.d : } 78 \% \text{ de la surface de l'assise}$

pour le E/SOL2 : $\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{84.234}{83.545} = 1.00 \text{ c.à.d : } 100 \% \text{ de la surface de l'assise}$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol}=2.61\text{bars}$), les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles filantes.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

C. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une meilleure rigidité.

a. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale: la hauteur du radier doit avoir au moins **25cm**.

Selon la condition forfaitaire :

▪ **Sous voile:** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$ avec $L_{\max}=3.45\text{m}$
 $43.12\text{cm} \leq h \leq 69\text{cm}$ On prend : $h = 65\text{cm}$

▪ **Sous poteau :**

- La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec Une hauteur minimale de 25cm}$$

L_{\max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs $L_{\max} = 4.80\text{m}$

$$h_d \geq 24\text{cm} \quad \text{On prend : } h_d = 40\text{cm}.$$

- La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq 48\text{cm} \quad \text{On prend : } h_n = 100\text{cm}.$$

- La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad : \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

$$\text{On prend : } b_n = 70\text{cm}$$

- Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.98\text{m} \quad \text{soit } h = 140 \text{ cm}$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures : **$h = 140\text{cm}$** ;

Largeur de la nervure : **$b = 70\text{cm}$** .

Hauteur de la dalle : **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

b. Détermination des efforts :

D'après le (BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \text{ avec } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{\text{déb}} \geq 50 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_{\text{déb}} = 60\text{cm}.$$

Donc on aura une surface totale du radier :

Entre-Sol 1 :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = (21.30 \times 9.70) + (21.30 + 10.90) \times 2 \times 0.60 = 206.61 + 38.64 \\ = 245.25 \text{m}^2.$$

$$\text{Entre-Sol 2: } S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = (10.26 \times 10.50) + (10.26 + 11.70) \times 2 \times 0.60 = 107.73 + 26.36 \\ = 134.09 \text{m}^2$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- Les charges permanentes G :

G1 : charges permanentes de la superstructure

$$\text{Entre-Sol 1 : } G1 = 21067.70 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } G1 = 11346.80 \text{ KN}$$

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

G2 = G dalle + G nervure + G (T.V.O) + G dalle flottante

$$\text{Entre-Sol 1 : } G \text{ dalle} = 245.25 \times 0.4 \times 25 = 2452.50 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } G \text{ dalle} = 134.09 \times 0.4 \times 25 = 1340.90 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 1 : } G \text{ nervure} = [(1.40 - 0.4) \times 0.70 \times 10.90 \times 25 \times 7] \\ + [((1.40 - 0.4) \times 0.70 \times 22.50) - (0.70 \times 0.70 \times 1.00 \times 7)] \times 25 \times 3 \\ = 2259.25 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } G \text{ nervure} = [(1.40 - 0.4) \times 0.70 \times 11.70 \times 25 \times 4] \\ + [((1.40 - 0.4) \times 0.70 \times 10.86) - (0.70 \times 0.70 \times 1.00 \times 4)] \times 25 \times 4 \\ = 1383.20 \text{ KN.}$$

$$\text{Entre-Sol 1 : } \text{Poids des remblais en : } G \text{ (T.V.O)} = (1.40 - 0.4) \times (245.25 - 90.37) \times 17 \\ = 2628.71 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } \text{Poids des remblais en : } G \text{ (T.V.O)} = (1.40 - 0.4) \times (134.09 - 55.18) \times 17 \\ = 1341.34 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 1 : } G \text{ dalle flottante (ép=10cm)} = 245.25 \times 0.10 \times 25 = 613.13 \text{ kN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } G \text{ dalle flottante (ép=10cm)} = 134.09 \times 0.10 \times 25 = 335.23 \text{ kN}$$

$$\text{Entre-Sol 1 : } G 2 = 7953.59 \text{ KN}$$

$$\text{Entre-Sol 2 : } G 2 = 4400.67 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = G1 + G2 = 29021.30 \text{ KN} \quad \text{pour Entre-Sol 1}$$

$$G_{\text{tot}} = G1 + G2 = 15747.47 \text{ KN} \quad \text{pour Entre-Sol 2}$$

- Les surcharges d'exploitations Q :

Q1 : surcharges de la superstructure Q1

$$Q1 = 4263.30 \text{ kN} \quad \text{pour le Entre-Sol 1}$$

$$Q1 = 2819.40 \text{ kN} \quad \text{pour le Entre-Sol 2}$$

Q2 : surcharges de l'infrastructure Q2

$$Q2 = 245.25 \times 4 = 981.00 \text{ KN.} \quad \text{pour le Entre-Sol 1}$$

$$Q2 = 134.09 \times 4 = 536.36 \text{ KN} \quad \text{pour le Entre-Sol 2}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q1 + Q2 = 5244.30 \text{ KN} \quad \text{pour le Entre-Sol 1}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q1 + Q2 = 3355.76 \text{ KN} \quad \text{pour le Entre-Sol 2}$$

c. Combinaisons d'actions :

Etat Limite Ultime :

Entre-Sol 1 : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 47045.21\text{KN}$.

Entre-Sol 2 : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 26292.73\text{KN}$.

Etat Limite de Service :

Entre-Sol 1 : $N_s = G + Q = 34265.60\text{KN}$

Entre-Sol 2 : $N_s = G + Q = 19103.24 \text{ KN}$

• Surface du radier :

Pour l'entre-Sol 1 :

L'ELU: $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{47045.21}{1.33 \times 261} = 135.526\text{m}^2$

L'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{34265.60}{261} = 131.285\text{m}^2$

Pour l' entre-Sol 1 :

L'ELU: $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{26292.73}{1.33 \times 261} = 75.750 \text{ m}^2$

L'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{19103.24}{261} = 73.20\text{m}^2$

$S_{rad} = 245, 25\text{m}^2 > \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 135.526\text{m}^2$; Entre-Sol 1 **Condition vérifiée.**

$S_{rad} = 137, 007\text{m}^2 > \max (S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 75.70\text{m}^2$; Entre-Sol 2 **Condition vérifiée.**

• Centre de gravité de la semelle du radier :

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

$X_G = 11.250\text{m}$ $Y_G = 5.450\text{m}$ pour le s/sol1

$X_G = 5.430\text{m}$ $Y_G = 5.850\text{m}$ pour le s/sol2

• Moments d'inertie de la semelle du radier :

Entre-Sol 1 : $I_{xx} = 2428.180 \text{ m}^4$ et $I_{yy} = 10346.484\text{m}^4$

Entre-Sol 2 : $I_{xx} = 1449.459\text{m}^4$ et $I_{yy} = 1248.803 \text{ m}^4$

d. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal « N » due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);

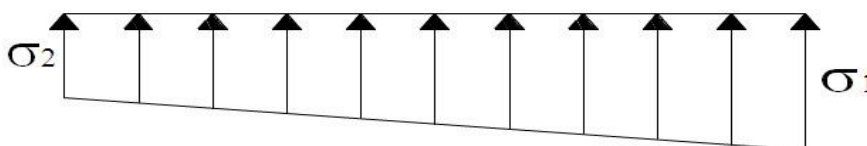
- Moment de renversement « M » due au séisme dans le sens considéré: $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.



- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Figure. X .2. Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$$

✓ **Pour l'entre-Sol 1 :**

• **Calcul des moments :**

$$M_x = 48838.82 + (2226.60 \times 1.40) = 51956.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 53311.82 + (2416.40 \times 1.40) = 56694.78 \text{ KN.m}$$

- **Sens x-x (transversal):**

ELU : $M_x = 51956.06 \text{ KN.m}$ et $N_u = 47045.21 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{47045.21}{245.25} + \frac{51956.06}{10346.484} 11.25 = 248.318/\text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{47045.21 \text{ KN}}{245.25} - \frac{51956.06}{10346.484} 11.25 = 135.333 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(248.318) + 135.333}{4} = 220.071 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 220.071 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 347.13 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_x = 51956.06 \text{ KN.m}$ et $N_s = 34265.60 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{34265.60 \text{ KN}}{245.25} + \frac{51956.06}{10346.484} 11.25 = 196.210 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{34265.60 \text{ KN}}{245.25} - \frac{51956.06}{10346.484} 11.25 = 83.223 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(196.21) + 83.223}{4} = 167.963 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 167.963 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 261 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

- **Sens y-y (longitudinal):**

ELU : $M_y = 56694.78 \text{ KN.m}$ et $N_u = 47045.21 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{47045.21}{245.25} + \frac{56694.78}{2428.180} 5.450 = 319.075 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{47045.21}{245.25} - \frac{56694.78}{2428.180} 5.450 = 64.575 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(319.075) + 64.575}{4} = 255.450 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 255.450 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 347.13 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_y = 56694.78 \text{ kN.m}$; $N_s = 34265.60 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{34265.60}{245.25} + \frac{56694.78}{2428.18} 5.450 = 266.967 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{34265.60}{245.25} - \frac{56694.78}{2428.18} 5.450 = 12.466 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(266.967) + 12.466}{4} = 203.341 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 203.341 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 261 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		ELU		ELS		Obs
		σ_m (bars)	$1.33\sigma_{sol}$ bars	σ_m (bars)	σ_{sol} (bars)	
Entre -Sol 1	Sens x-x	2.20	3.47	1.67	2.61	CV
	Sens y-y	2.55	3.47	2.03	2.61	CV

Tableau. X.4.vérification de la stabilité du radier.

- ✓ Pour l'entre-Sol 2 :

- Calcul des moments :

$$M_x = 14193.31 + (654.20 \times 1.40) = 15109.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5175.03 + (181.00 \times 1.40) = 5428.43 \text{ KN.m}$$

- Sens x-x (transversal):

ELU : $M_x = 15109.20 \text{ KN.m}$ et $N_u = 26292.73 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{26292.73}{134.09} + \frac{15109.20}{1248.803} \cdot 5.430 = 261.779 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{26292.73}{134.09} - \frac{15109.20}{1248.803} \cdot 5.430 = 130.385 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(261.779) + 130.385}{4} = 228.930 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 228.930 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 347.13 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_x = 15109.20 \text{ KN.m}$ et $N_s = 19103.24 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{19103.24}{134.09} + \frac{15109.20}{1248.803} \cdot 5.430 = 208.163 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{19103.24}{134.09} - \frac{15109.20}{1248.803} \cdot 5.430 = 76.768 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(208.163) + 76.768}{4} = 175.314 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 175.314 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 261 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

- Sens y-y (longitudinal):

ELU : $M_y = 5428.43 \text{ KN.m}$ et $N_u = 26292.73 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{26292.73}{134.09} + \frac{5428.43}{1449.459} \cdot 5.850 = 217.991 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{26292.73}{134.09} - \frac{5428.43}{1449.459} \cdot 5.850 = 174.173 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(217.991) + 172.199}{4} = 207.036 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 207.036 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 347.13 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

ELS : $M_y = 5428.43 \text{ kN.m}$; $N_s = 19103.24 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{19103.24}{134.09} + \frac{5428.43}{1449.459} \cdot 5.850 = 164.374 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{19103.24}{134.09} - \frac{5428.43}{1449.459} \cdot 5.850 = 120.556 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(164.374) + 120.556}{4} = 153.419 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.419 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 261 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		ELU		ELS	
		σ_m (bars)	$1.33\sigma_{sol}$ bars	σ_m (bars)	σ_{sol} (bars)
Entre-Sol 2	Sens x-x	2.28	3.47	1.75	2.61
	Sens y-y	2.07	3.47	1.53	2.61

a. Vérification à l'effort sous pressions :

$$p \geq \alpha S_{rad} \gamma z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,40 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

pour l'entre-Sol 1 : $P=G_{tot} = 29021.30 \text{ KN}$

pour l'entre-Sol 2 : $P=G_{tot} = 15747.47 \text{ KN}$

pour l'entre-Sol 1 : $\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 245.25 \times 10 \times 1.40 = 5150.250 \text{ KN}$

pour l'entre-Sol 2 : $\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 134.09 \times 10 \times 1.40 = 2815.890 \text{ KN}$

$P = 29021.30 \text{ KN} \geq 5150.250 \text{ KN}$ Pas de risque de soulèvement de la structure

$P = 15747.47 \text{ KN} \geq 2815.890 \text{ KN}$ Pas de risque de soulèvement de la structure

Condition vérifiée.

b. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

• Vérification pour les poteaux

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

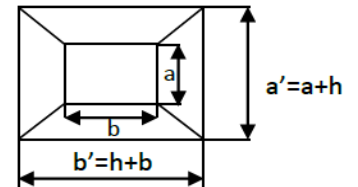
N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1873.50kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 100cm

$U_c = (a+b + 2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.00) \times 2 = 6.00 \text{ m}$

$N_u = 1873.50 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.00 \times 25000 = 6750 \text{ KN}$



Condition vérifiée.

• Vérification pour les voiles

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur $b =$

$$N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$$

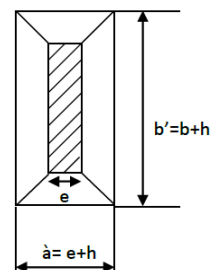
N_u : charge de voile à L'ELU égale à 3989.20 kN

U_i : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 100cm

$U_c = (e+b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1.00 + 2 \times 1.00) \times 2 = 6.50 \text{ m}$

$N_u = 3989,20 \text{ KN} \leq 0,045 \times 6,50 \times 25000 = 7312.50 \text{ KN}$



Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b=1\text{m}, d=0.9h_d=0.9 \times 0.40 = 0.36\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b L_{\max}}{2 S_{\text{rad}}}$$

l'entre – Sol 1 : $V_u^{\max} = \frac{47045.21 \times 1 \times 4.80}{2 \times 245.25} = 460.381 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{460.381 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.27\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

l'entre – Sol 2 : $V_u^{\max} = \frac{26292.73 \times 1 \times 3.40}{2 \times 134.09} = 333.340\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{333.340 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.925\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification au renversement:(Art 10.1.5. du RPA99/version2003)**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

On doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Pour l'entre-Sol 1 :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{56694.78}{34265.60} = 1.654\text{m} < \frac{10.90}{4} = 2.725\text{m}$$

Condition vérifiée.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{51956.06}{34265.60} = 1.516\text{m} < \frac{22.50}{4} = 5.625\text{m}$$

Condition vérifiée.

Pour l'entre-Sol 2 :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{15109.20}{19103.23} = 0.790\text{m} < \frac{11.70}{4} = 2.925\text{m}$$

Condition vérifiée.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{5428.43}{19103.23} = 0.284\text{m} < \frac{10.86}{4} = 2.715\text{m}$$

Condition vérifiée.

c. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91(modifiée99)** La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous : avec $L_x < L_y$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)}$$

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque : le ferrailage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple

d. Ferrailage du tablier (dalle) :

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

✓ Pour l'entre-Sol 1 :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.80} = 0.75 \quad \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = \max (220.071, 255.450) = 255.450 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = \max (167.963, 203.341) = 203.341 \text{ KN/m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_u \text{ rad}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(255.450 - \frac{12208.846}{245.25} \right) = 205.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_s \text{ rad}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(203.341 - \frac{8934.590}{245.25} \right) = 166.92 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul à l'état limite ultime :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.75, \quad \text{Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.062 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.510$$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.062 \times 205.66 \times (3.60)^2 = 165.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.510 \times 165.26 = 84.29 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 82.630 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 42.150 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t,x} = 123.950 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 63.220 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage suivant x-x :**

$$\text{- Sur appuis : } \mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{82.63 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_{a,x} = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{82.63 \times 10^3}{0.975 \times 35 \times 348} = 6.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a,x} = 6.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5 \text{ HA14} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}} \quad \text{avec un espacement de } \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

$$\text{- En travée : } \mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{123.95 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_{t,x} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{123.95 \times 10^3}{0.963 \times 35 \times 348} = 10.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t,x} = 10.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{6 \text{ HA16} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}} \quad \text{avec un espacement de } \mathbf{16 \text{ cm}}.$$

• Ferrailage suivant y-y :

- Sur appuis : $\mu_u = \frac{M_{ay}}{bd^2f_{bc}} = \frac{42.15 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392$ S.S.A

$$A_{a,y} = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.15 \times 10^3}{0.988 \times 35 \times 348} = 3.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,y} = 3.50 \text{ cm}^2$ Soit : **4HA12 = 4.52cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

- En travée : $\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bc}} = \frac{63.225 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392$ S.S.A

$$A_{t,y} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63.225 \times 10^3}{0.982 \times 35 \times 348} = 5.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{t,x} = 5.28 \text{ cm}^2$ Soit : **4HA14 = 6.15cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

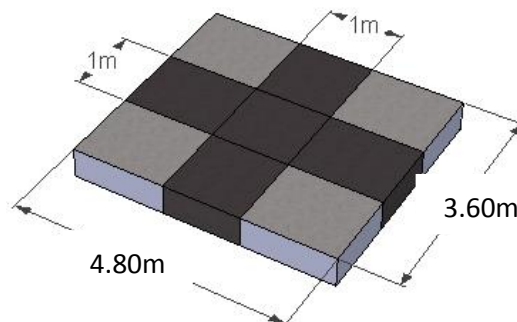
• Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	5 HA14/ml	4 HA12/ml
Armatures en travées	6 HA16/ml	4 HA14/ml

Tableau. X.5.a. Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.



✓ Pour l'entre-Sol 2 :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{3.60} = 0.94 \quad \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

• Les contraintes prises en compte dans les calculs :

ELU : $\sigma_m^{\max} = \max (228.930, 207.360) = 228.930 \text{ KN/m}^2$

ELS : $\sigma_m^{\max} = \max (175.314, 153.419) = 175.314 \text{ KN/m}^2$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU} : q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_u \text{ rad}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(228.930 - \frac{6745.444}{134.09} \right) = 178.624 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_s \text{ rad}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(175.314 - \frac{4937.030}{134.09} \right) = 138.495 \text{KN/ml}$$

- **Calcul à l'état limite ultime :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$\rho_x = 0.94$, Le tableau nous donne : $\mu_x = 0.041$ et $\mu_y = 0.866$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.041 \times 178.624 \times (3.40)^2 = 84.670 \text{KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.866 \times 84.67 = 73.324 \text{KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 42.335 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 36.662 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t,x} = 71.969 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 62.325 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage suivant x-x :**

- **Sur appuis :** $\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{42.335 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{a,x} = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{42.335 \times 10^3}{0.988 \times 35 \times 348} = 3.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 3.51 \text{cm}^2$ Soit : **4HA12 = 4.52cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

- **En travée :** $\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71.969 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{t,x} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71.969 \times 10^3}{0.979 \times 35 \times 348} = 6.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{t,x} = 6.03 \text{ cm}^2$ Soit : **5HA14 = 7.70cm²/ml** avec un espacement de **20cm**.

- **Ferraillage suivant y-y :**

- **Sur appuis :** $\mu_u = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36.662 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$$A_{a,y} = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36.662 \times 10^3}{0.989 \times 35 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 3.04\text{cm}^2$ Soit : **4HA12 = 4.52cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

- **En travée :** $\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bc}} = \frac{62.325 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392$ S.S.A

$A_{t,y} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{62.325 \times 10^3}{0.982 \times 35 \times 348} = 5.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$

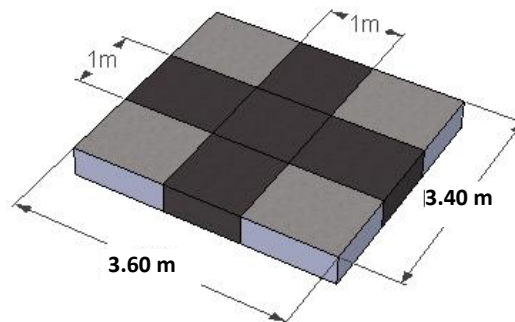
$A_{ty} = 5.21 \text{ cm}^2$ Soit : **4HA14 = 6.15cm²/ml** avec un espacement de **25cm**.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	4HA12/ml	4HA12/ml
Armatures en travées	5HA14/ml	4HA14/ml

Tableau. X.5.b.Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.



e. Vérification à l'état limite ultime :

• **Condition de non-fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$ pour les HA FeE400 .

✓ **Pour l'entre-Sol 1 :**

$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3-0.75)}{2} = 0.0009$

$A_{min} = W_x \times b \times h = 0.0009 \times 100 \times 40 = 3.60 \text{ cm}^2$

Sens x -x :

En appuis : $A_{\min} = 3.60 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travées : $A_{\min} = 3.60 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y :

En appuis : $A_{\min} = 3.60 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travées : $A_{\min} = 3.60 \text{ cm}^2 < 6.15 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

✓ Pour l'entre-Sol 2 :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3-0.94)}{2} = 0.000824$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.000824 \times 100 \times 40 = 3.30 \text{ cm}^2$$

Sens x -x :

En appuis: $A_{\min} = 3.30 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travée : $A_{\min} = 3.30 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Sens y-y :

En appuis: $A_{\min} = 3.30 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

En travées : $A_{\min} = 3.30 \text{ cm}^2 < 6.15 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

• Espacements des armatures :

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ Pour l'entre-Sol 1

- Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t = (25 ; 25) \text{ cm} < \min\{120\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}$$

$$S_t = (16,20) \text{ cm} < \min\{160\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

✓ Pour l'entre-Sol 2 :

- Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t = (25 ; 25) \text{ cm} < \min\{120\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}$$

$$S_t = (20,25) \text{ cm} < \min\{160\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.44 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- ✓ Pour l'entre-Sol 1 :

- Au milieu de U : (au milieu de L_x)

$$T_u = \frac{P}{3 L_y} = \frac{205.66 \times 3.60 \times 4.80}{3 \times 3.60} = 329.06 \text{ KN}$$

- Au milieu de V : (au milieu de L_y)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{205.66 \times 3.60 \times 4.80}{2 \times 4.80 + 3.60} = 269.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{329.06 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.94 \text{ MPa} \leq 0.44 \frac{25000^{1/2}}{1.5} = 1.47 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Pour l'entre-Sol 2 :

- Au milieu de U : (au milieu de L_x)

$$T_u = \frac{P}{3 L_y} = \frac{178.624 \times 3.40 \times 3.60}{3 \times 3.60} = 202.45 \text{ KN}$$

- Au milieu de V : (au milieu de L_y)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{178.624 \times 3.40 \times 3.60}{2 \times 3.60 + 3.40} = 206.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{206.27 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.59 \text{ MPa} \leq 0.44 \frac{25000^{1/2}}{1.5} = 1.47 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

- ✓ Pour l'entre-Sol 1 :

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.75 \quad \text{Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.068 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.644$$

- Moment isostatique :

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.068 \times 166.92 \times (3.60)^2 = 147.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.644 \times 147.11 = 94.74 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{a,x} = 73.56 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 47.37 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{t,x} = 110.34 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 71.06 \text{ KN.m}$$

sens	désignation	Moment à l'ELS
x-x	appuis	73.56
	travée	110.34
y-y	appuis	47.37
	travée	71.06

Tableau. X.6.moments en appuis et en travées.

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **sens (x-x) :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{82.630}{73.56} = 1.123 \quad \text{et } \mu = 0.048 \Rightarrow \alpha = 0.061$$

$$\alpha = 0.061 < \frac{1.123 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.311$$

Condition vérifiée

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{123.950}{110.340} = 1.123 \quad \text{et } \mu = 0.072 \Rightarrow \alpha = 0.093$$

$$\alpha = 0.093 < \frac{1.123 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.311$$

Condition vérifiée

✓ **Pour l'entre-Sol 2 :**

$$\rho_x = 0.94 \quad \text{Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.049 \quad \text{et } \mu_y = 0.908$$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.049 \times 138.495 \times (3.40)^2 = 78.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.908 \times 78.44 = 71.22 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 39.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y} = 35.61 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t,x} = 66.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y} = 60.53 \text{ KN.m}$$

sens	désignation	Moment à l'ELS
x-x	appuis	39.22
	travée	66.67
y-y	appuis	35.61
	travée	60.53

Tableau. X.7.moments en appuis et en travée

• **sens (x-x) :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{42.335}{39.22} = 1.08 \quad \text{et } \mu = 0.024 \Rightarrow \alpha = 0.030$$

$$\alpha = 0.030 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.290$$

Condition vérifiée

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{71.969}{66.670} = 1.08 \quad \text{et } \mu = 0.042 \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$\alpha = 0.053 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.290$$

Condition vérifiée

• **Remarque :**

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x-x) sont les plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) Sont vérifiées.

g. Ferrailage des nervures :

- Pour l'entre-Sol 1 :

- Détermination des sollicitations :

$$q_u = 205.66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 166.92 \text{ KN/ml}$$

Remarques

- Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Sens x-x :**

Le chargement qui revient à toutes les files longitudinales est **triangulaire**

$$\text{Effort tranchant : } L_t = 0.25L_x$$

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = 0.33L_x$$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans les tableaux suivants

- A gauche de la nervure :

Travée	Lx (m)	Ly (m)	ρ_x	q_u (KN /ml)	L_m (m)	L_t (m)	$q_u m$ (KN /ml)	$q_u t$ (KN)
A-B	3.40	3.40	1	205.66	1.122	0.850	230.76	174.82
B-C	3.30	3.30	1	205.66	1.089	0.825	223.97	169.67
C-D	3.60	3.60	1	205.66	1.188	0.900	244.34	185.10
D-E	3.60	3.60	1	205.66	1.188	0.900	244.34	185.10
E-F	3.30	3.30	1	205.66	1.089	0.825	223.97	169.67
F-G	3.40	3.40	1	205.66	1.122	0.850	230.76	174.82

Tableau. X.8.charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

- A droite de la nervure :

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite

D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

Travée	$q_u m$ totale (KN / ml)	$q_u t$ totale (KN / ml)
A-B	461.53	349.64
B-C	447.95	339.34
C-D	488.68	370.21
D-E	488.68	370.21
E-F	447.95	339.34
F-G	461.53	349.64

Tableau. X .9.charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans le tableau suivant

Travée	q_s m totale (KN / ml)	q_s t totale (KN / ml)
A-B	374.58	283.78
B-C	363.56	275.42
C-D	396.62	300.46
D-E	396.62	300.46
E-F	363.56	275.42
F-G	374.58	283.78

Tableau. X.10.charges revenant à la gauche et la droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• **Détermination des sollicitations :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant

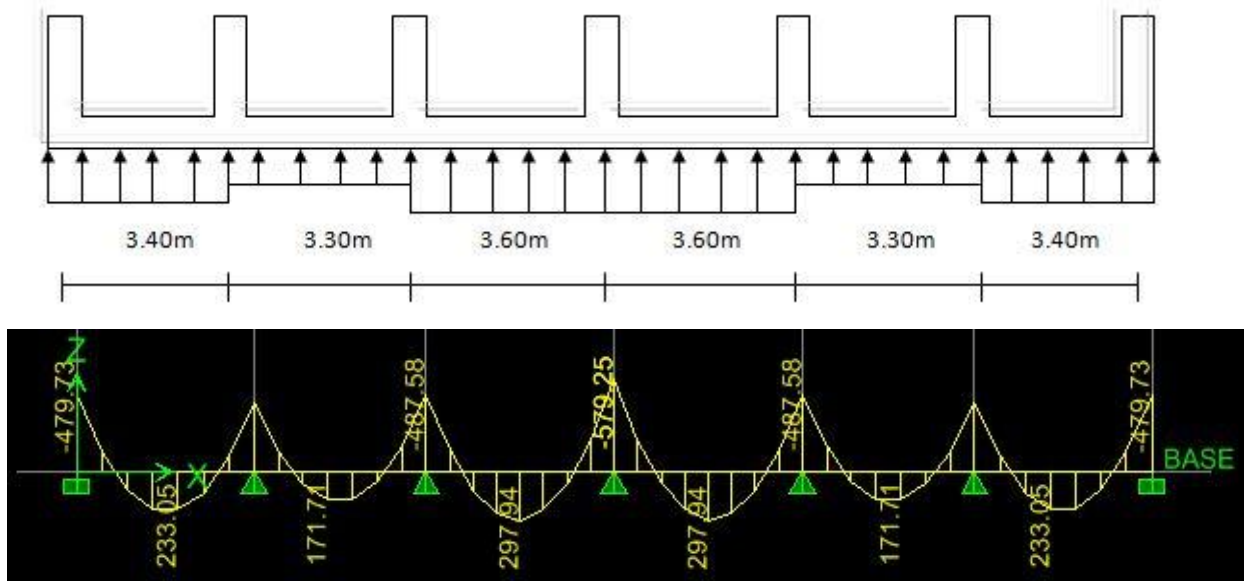


Figure. X.3.Moment fléchissant dans les nervures (ELU)



Figure. X.4.Moment fléchissant dans les nervures (ELS)

▪ Moments sur appuis :

Appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
A	479.73	393.87
B	436.33	358.37
C	487.58	400.28
D	579.25	475.27
E	487.58	400.28
F	436.33	358.37
G	479.73	393.87

Tableau. X .11.Moments sur appuis.

▪ Moments en travées :

Travée	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
A-B	3.40	233.05	191.32
B-C	3.30	171.71	141.14
C-D	3.60	297.94	244.44
D-E	3.60	297.94	244.44
E-F	3.30	171.71	141.14
F-G	3.40	233.05	191.32

Tableau. X.12.Moments en travée.

▪ Efforts tranchants :

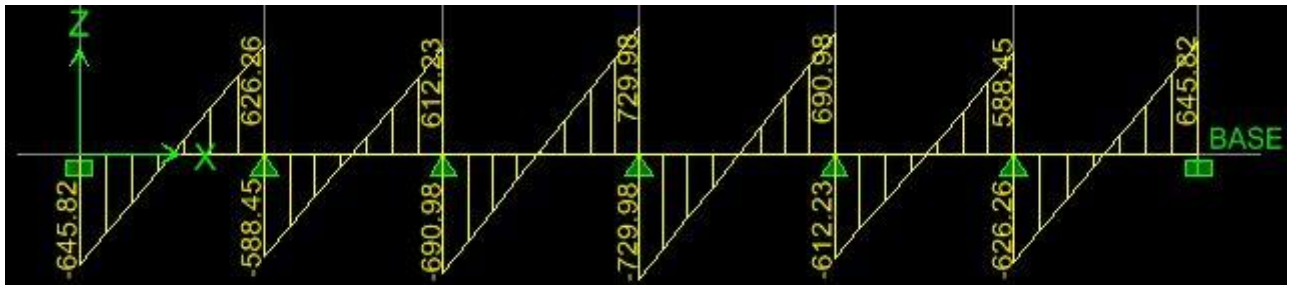


Figure. X.5.Effort tranchant (ELU)

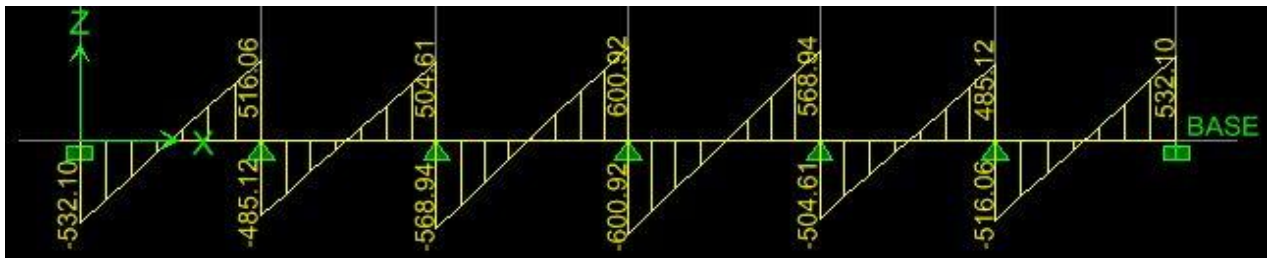


Figure. X.6.Effort tranchant (ELs)

	Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
E.L.U	T _i (kN)	645.82	588.45	690.98	729.98	612.23	626.26
	T _j (kN)	626.26	612.23	729.98	690.98	588.45	645.82
E.L.S	T _i (kN)	532.10	485.12	568.94	600.92	504.61	516.06
	T _j (kN)	516.06	504.61	600.92	568.94	485.12	532.10

Tableau. X.13.Efforts tranchants à l'ELU et ELS.

Sens y-y :

Le chargement qui revient à toutes les files transversales est trapézoïdal

Effort tranchant :

$$L_t = L_x (0.5 - \rho_x/4)$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x (0.5 - \rho_x^2/6)$$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file B) sont résumées dans les tableaux suivants

- **A gauche de la nervure :**

Travée	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	q _u (KN /ml)	L _m (m)	L _t (m)	q _u m (KN /ml)	q _u t (KN / ml)
1-2	3.60	4.20	0.85	205.66	1.366	1.035	280.94	212.86
2-3	3.60	4.80	0.75	205.66	1.462	1.125	300.68	231.37

Tableau. X.14.charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

- **A droite de la nervure :**

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite.

D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

Travée	q _u m Totale (KN /ml)	q _u t Totale (KN /ml)
1-2	561.88	425.72
2-3	601.36	462.74

Tableau. X.15.charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 02) sont résumées dans le tableau suivant

Travée	q _s m Totale (KN /ml)	q _s t Totale (KN /ml)
1-2	456.04	345.54
2-3	488.08	375.58

Tableau. X.16.charges revenant à la gauche et droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

- **Détermination des sollicitations :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant

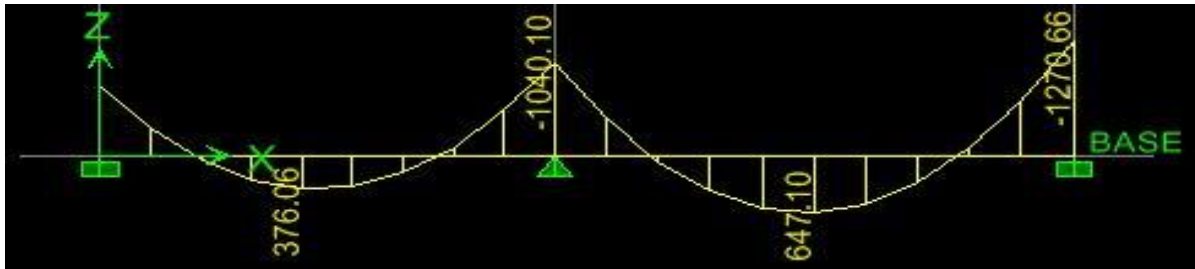
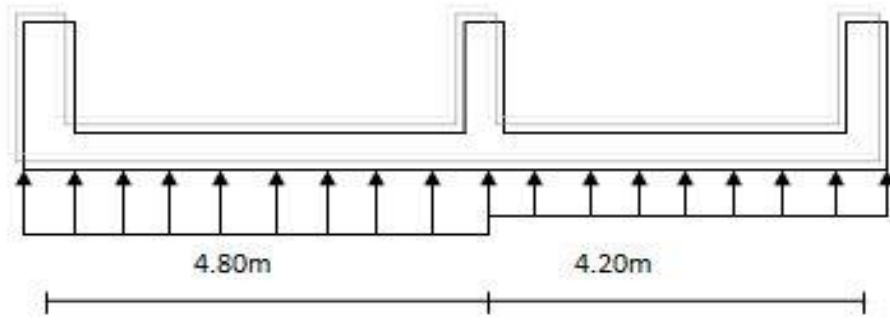


Figure. X.7.Moment fléchissant dans les nervures (ELU)

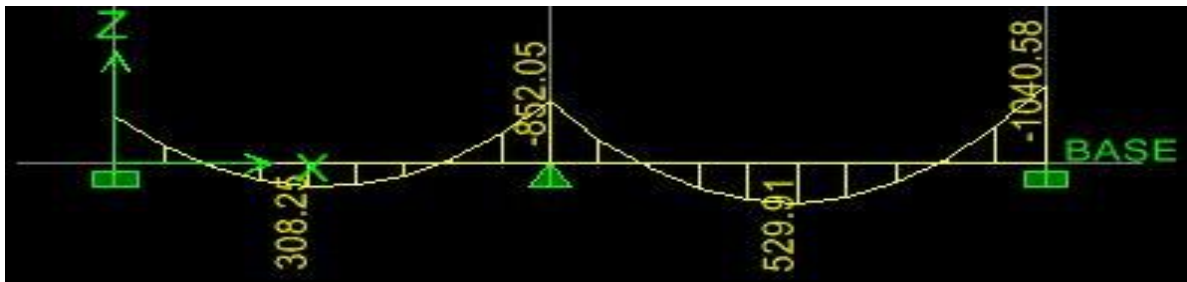


Figure. X.8.Moment fléchissant dans les nervures (ELS)

▪ Moments sur appuis :

Appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
1	798.62	647.22
2	1040.10	852.05
3	1270.66	1040.58

Tableau. X.17.Moment sur appuis.

▪ Moments en travées :

Travée	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
1-2	4.20	376.06	308.25
2-3	4.80	647.10	529.91

Tableau. X.18.Moments en travée.

▪ Efforts tranchants :

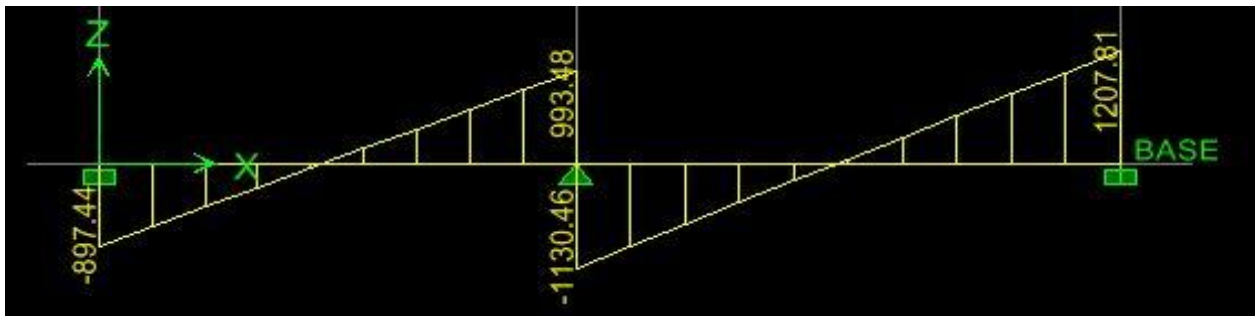


Figure. X.9.Effort tranchant (ELU)

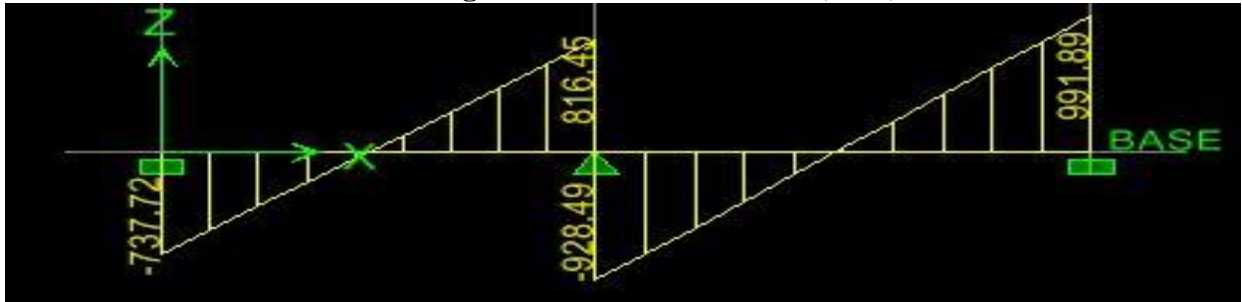


Figure. X.10.Effort tranchant (ELS)

	Travée	1-2	2-3
E.L.U	T _i (KN)	897.44	1130.46
	T _j (KN)	993.48	1207.81
E.L.S	T _i (KN)	737.72	928.49
	T _j (KN)	816.45	991.89

Tableau. X.19.efforts tranchants.

h. Calcul du Ferrillage des nervures :

• Sens x-x

▪ Nervure centrale File 02

Sens	Zone	Mu _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A adaptée (cm ²)	
x-x	Appuis	579.25	0.032	SSA	0.984	12.53	11.41	5HA14 4HA14	filantes Chapeaux	13.85
	Travée	297.94	0.016	SSA	0.992	6.40	11.41	5HA14 3HA14	filantes Chapeaux	12.31

Tableau. X.20.Calcul du ferrillage de la nervure centrale file 02.

• Sens y-y

▪ Nervure centrale File D :

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A adaptée (cm ²)	
y-y	Appuis	1270.66	0.070	SSA	0.964	28.05	11.41	5HA20 4HA20+ 1HA16	Filante chapeaux	30.28
	Travée	647.10	0.036	SSA	0.982	14.02	11.41	5HA16 4HA14	Filante chapeaux	16.20

Tableau. X.21.Calcul du ferrillage de la nervure centrale file D.

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(**Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99**).

$$A_p = \frac{3}{1 \times 1.5} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad 1.00 \text{ cm}^2 \text{ par paroi}$$

Nous adopterons une barre en HA12=1,13cm² comme armature de peau

Pour l'entre-Sol 2 :

• **Détermination des sollicitations :**

$$q_u = 178.624 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 138.495 \text{ KN /ml}$$

Remarques

- Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Sens x-x :**

Le chargement qui revient à toutes les files longitudinales est **triangulaire** pour la 1^{ère} travée de longueur 1.48m, et **trapézoïdale** pour les deux autre travées

Triangulaire :

$$\text{Effort tranchant :} \quad L_t = 0.25L_x$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad L_m = 0.33L_x$$

Trapézoïdale:

$$\text{Effort tranchant :} \quad L_t = L_x (0.5 - \rho_x/4)$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad L_m = L_x (0.5 - \rho_x^2/6)$$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file 06) sont résumées dans les tableaux suivants

▪ A gauche de la nervure :

Travée	Lx (m)	Ly (m)	ρ_x	qu (KN /ML)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN /ml)	qu t (KN / ml)
H-C	1.48	1.48	1	178.624	0.488	0.370	87.17	66.10
C-D	3.40	3.60	0.94	178.624	1.200	0.901	214.35	160.95
D-E	3.40	3.60	0.94	178.624	1.200	0.901	214.35	160.95
Partie sortante de la nervure	/	/	/	/	/	/	303.67	303.67

Tableau. X.22.charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

- **A droite de la nervure :**

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite

D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

Travée	q_u m totale (KN)	q_u t totale (KN)
H-C	174.34	132.20
C-D	428.70	321.90
D-E	428.70	321.90
Partie sortante de la nervure	607.34	607.34

Tableau. X .23.charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

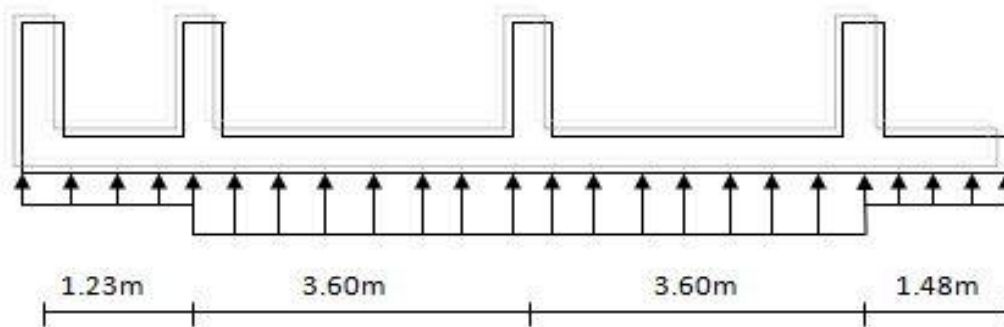
Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 06) sont résumées dans le tableau suivant

Travée	q_s m totale (KN / ml)	q_s t totale (KN / ml)
H-C	135.19	102.50
C-D	332.40	249.58
D-E	332.40	249.58
Partie sortante de la nervure	470.89	470.89

Tableau. X.24.charges revenant à la gauche et la droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

- **Détermination des sollicitations :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant



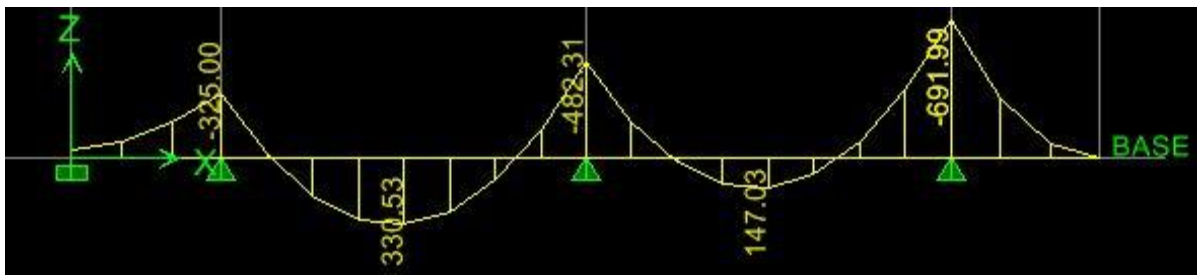


Figure. X.11.Moment fléchissant dans les nervures (ELU)

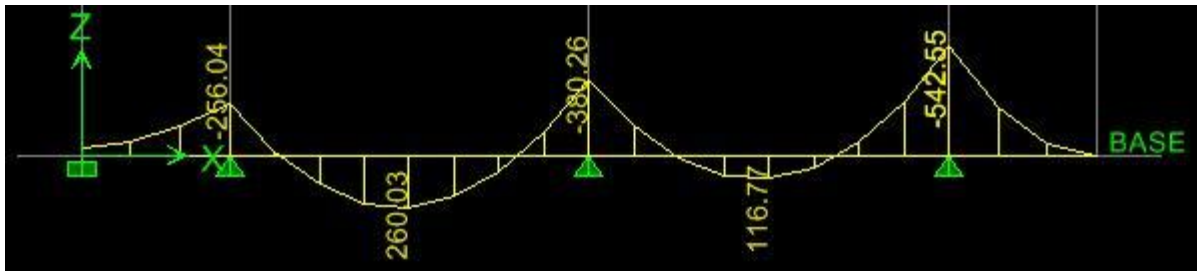


Figure. X.12.Moment fléchissant dans les nervures (ELS)

▪ Moments sur appuis :

Appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
H	43.22	34.59
C	325.00	256.04
D	482.31	380.26
E	691.99	542.55

Tableau. X.25.Moments sur appuis.

▪ Moments en travée :

Travées	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
H-C	1.23	/	/
C-D	3.60	330.53	260.03
D-E	3.60	147.03	116.77

Tableau. X.26.Moments en travées.

▪ Efforts tranchants :

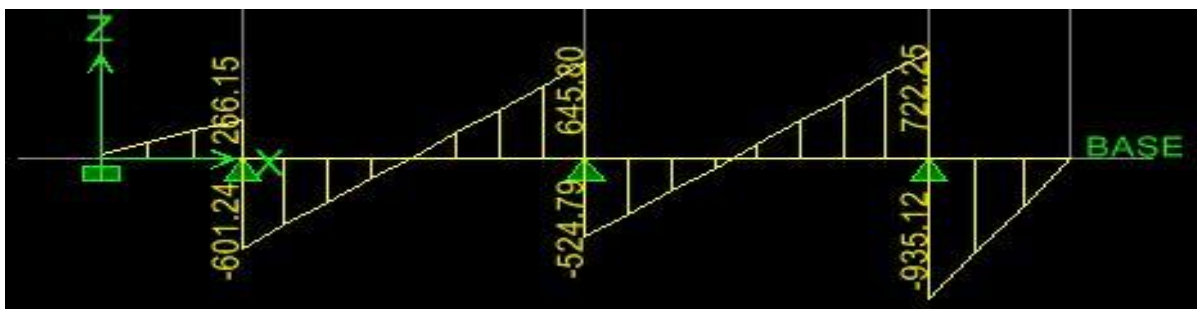


Figure. X.13.Effort tranchant (ELU)

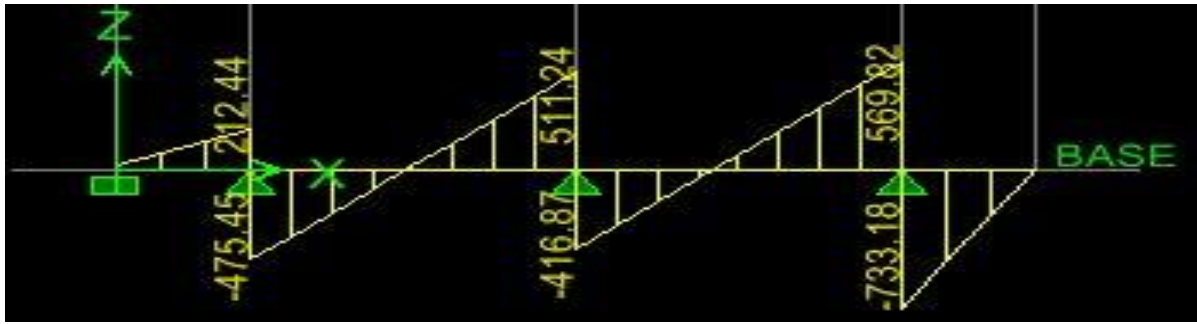


Figure. X.14.Effort tranchant (ELS)

	Travée	H-C	C-D	D-E	
E.L.U	T _i (kN)	34.23	601.24	524.79	935.12
	T _j (kN)	266.15	645.80	722.25	0.0000
E.L.S	T _i (kN)	24.48	475.45	416.87	733.18
	T _j (kN)	212.44	511.24	599.82	0.0000

Sens y-y :

Le chargement qui revient à toutes les files transversales est **triangulaire**

Effort tranchant : $L_t = 0.25L_x$

Moment fléchissant : $L_m = 0.33L_x$

E.L.U :

Les valeurs des charges revenant à la nervure la plus sollicitée (file D) sont résumées dans les tableaux suivants

▪ **A gauche de la nervure :**

Travée	L _x (m)	L _y (m)	ρ_x	q _u (KN)	L _m (m)	L _t (m)	q _u m (KN)	q _u t (KN)
4-5	3.00	3.00	1	178.624	1.000	0.750	178.624	133.968
5-6	3.40	3.40	1	178.624	1.122	0.850	200.417	151.830
6-7	3.40	3.40	1	178.624	1.122	0.850	200.417	151.830

Tableau. X.27.charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

▪ **A droite de la nervure :**

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite.

D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

Travées	q _u m totale (KN)	q _u t totale (KN)
4-5	357.25	267.94
5-6	400.84	303.66
6-7	400.84	303.66

Tableau. X.28 . charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

E.L.S :

Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file D) sont résumées dans le tableau suivant

Travées	q_s m totale (KN)	q_s t totale (KN)
4-5	276.99	207.75
5-6	310.79	235.45
6-7	310.79	235.45

Tableau. X.29.charges revenant à la gauche et droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• **Détermination des sollicitations :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi les moments fléchissant

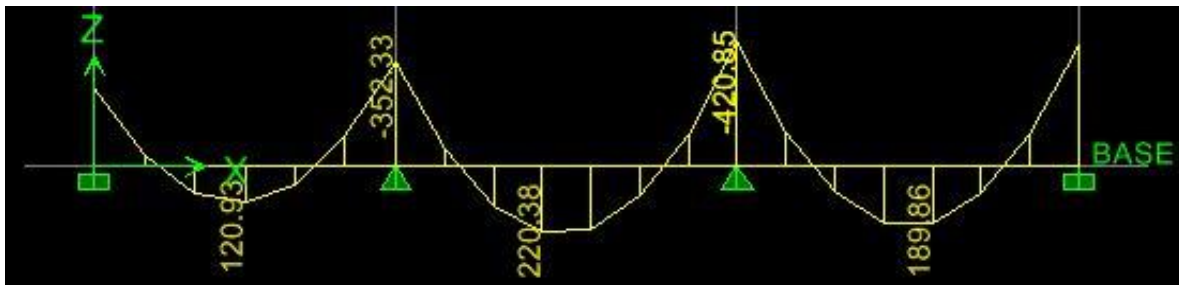
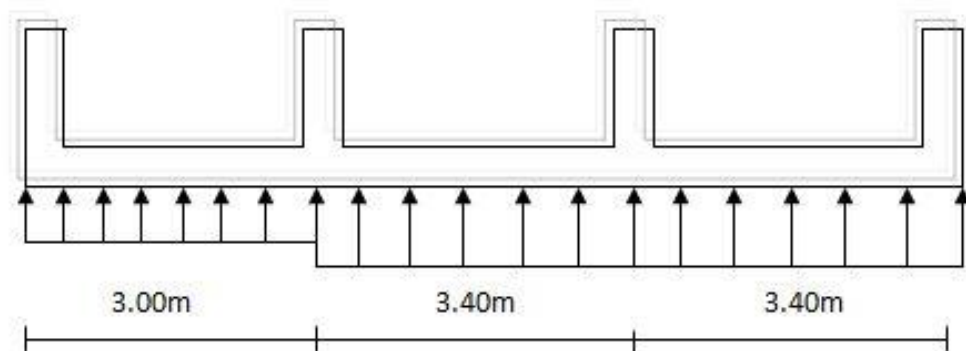


Figure. X.15.Moment fléchissant dans les nervures (ELU)

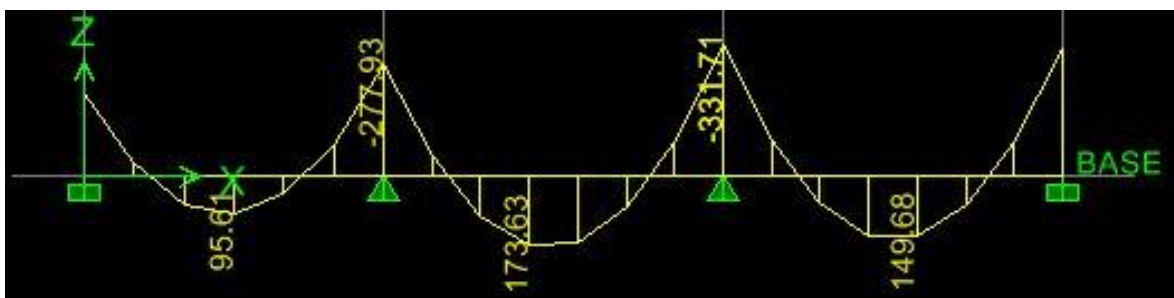


Figure. X.16.Moment fléchissant dans les nervures (ELS)

▪ Moments sur appuis :

Appuis	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
4	264.75	209.19
5	352.33	277.93
6	420.85	331.71
7	405.73	319.85

Tableau. X.30.Moment sur appuis.

▪ Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
4-5	3.00	120.93	95.61
5-6	3.40	220.38	173.63
6-7	3.40	189.86	149.68

Tableau. X.31.Moments en travée.

▪ Efforts tranchants :

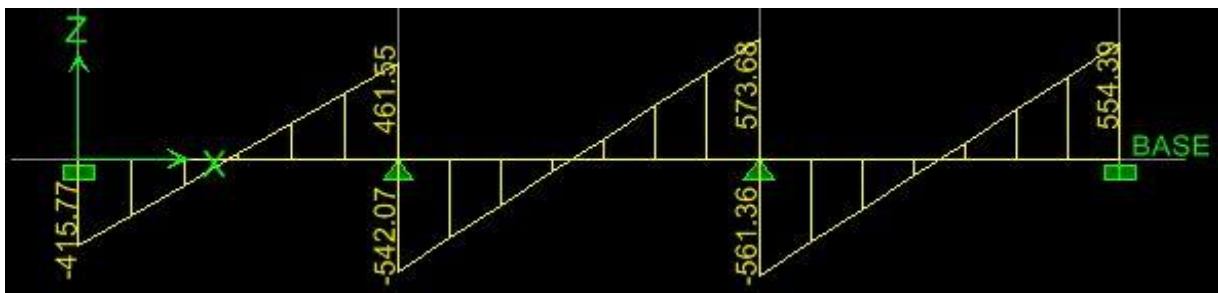


Figure. X.17.Effort tranchant (ELU)

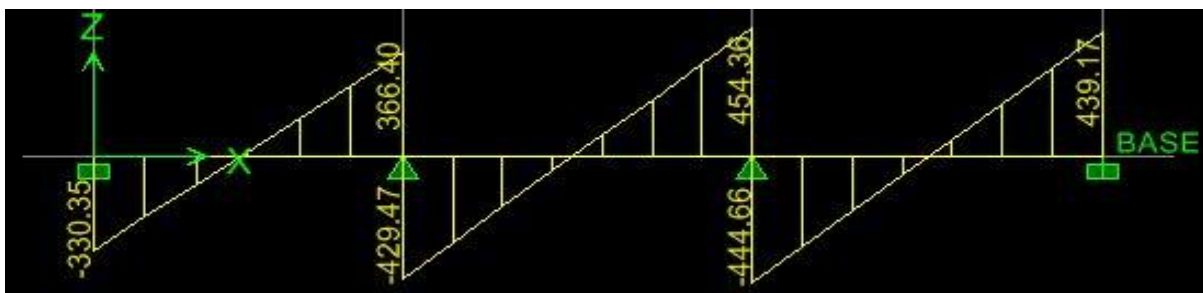


Figure. X.18.Effort tranchant (ELS)

	Travée	4-5	5-6	6-7
E.L.U	T _i (KN)	415.77	542.07	561.36
	T _j (KN)	461.55	573.68	554.39
E.L.S	T _i (KN)	330.35	429.47	444.66
	T _j (KN)	366.40	454.36	439.17

i. Calcul du Ferrailage des nervures :

• Sens x-x

▪ Nervure centrale File (06) :

Sens	Zone	Mu _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres		A adapté e (cm ²)
x-x	Appuis	691.99	0.038	SSA	0.981	15.01	11.41	5HA16	filantes	16.09
								3HA16	Chapeaux	
	Travée	330.53	0.018	SSA	0.991	7.10		5HA14	filantes	12.31
								3HA14	Chapeaux	

Tableau. X.32.Calcul du ferrailage de la nervure centrale file 06.

• Sens y-y

▪ Nervure centrale File D

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres		A adaptée (cm ²)
y-y	Appuis	420.85	0.024	SSA	0.988	9.07	11.41	5HA14	filantes	12.31
								3HA14	Chapeaux	
	Travée	220.38	0.012	SSA	0.994	4.72		5HA14	filantes	12.31
								3HA14	Chapeaux	

Tableau. X .33.Calcul du ferrailage de la nervure centrale file D.

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = \frac{3}{1 \times 1.5} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad 1.00 \text{ cm}^2 \text{ par paroi}$$

Nous adopterons une barre en HA12=1,13cm² comme armature de peau

j. Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 11.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_s > A_{\min} = 11.41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens y-y : } A_s > A_{\min} = 11.41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{\max} = 1207.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{1207.81 \times 10}{70 \times 135} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**
(Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e/\gamma_s} = \frac{1207.81 \times 10^3 - \frac{1270.66 \times 10^5}{0.9 \times 135}}{348 \times 10^2} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui min}} = 11.41 \text{ cm}^2 > A_u = 4.66 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\text{max}} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 70 \times 0.9 \times 135 \times \frac{25}{1.5} = 56700 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 635.20 \text{ KN} < 56700 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :**
(Art. A.6.1, 3, BAEL 91/99).

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9d \sum u_i} = \frac{1207.81 \times 10}{0.9(135) 35.18} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i: \text{ Somme des périmètres utilisés des armatures.} \quad \sum u_i = \sum (\pi \times \phi_i) = 35.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

- **Espacements des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \{35, 24\} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\text{min}} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 70 = 2.10 \text{ cm}^2$$

On prend deux cadres et un étriers en HA 8

Donc nous adoptons : **6 HA 8 = 3.02 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

- k. **Vérification à L'ELS :**

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **En appuis :**

$$\mu = 0.070$$

$$\alpha = 0.0907$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1270.66}{1040.58} = 1.22$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0907 < \frac{1.22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\mu = 0.036$$

$$\alpha = 0.0459$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{647.10}{529.91} = 1.22$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0459 < \frac{1.22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

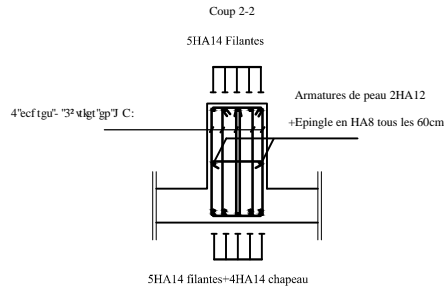
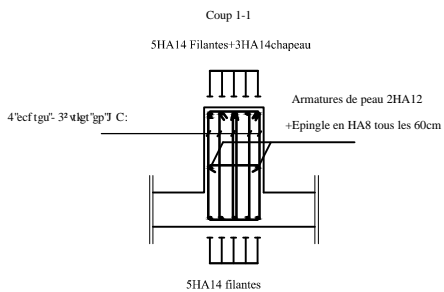
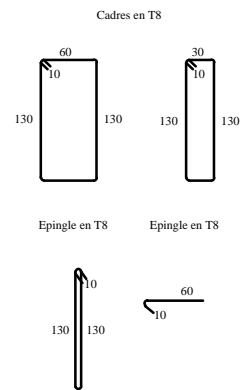
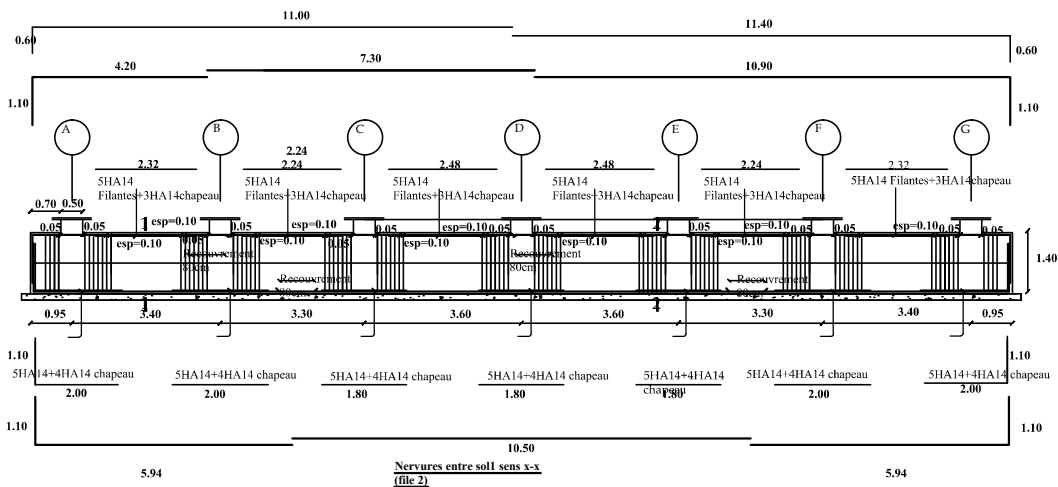
Condition vérifiée

Conclusion :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

1. Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.



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

ETUDIE PAR:
Mr Djebra lounes
Mr Babou karim
Mr Akli nourdine

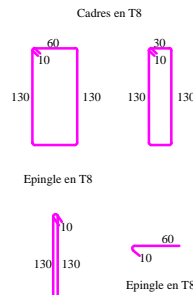
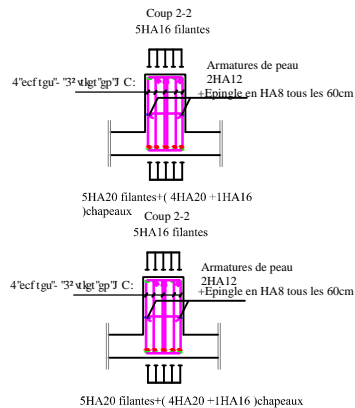
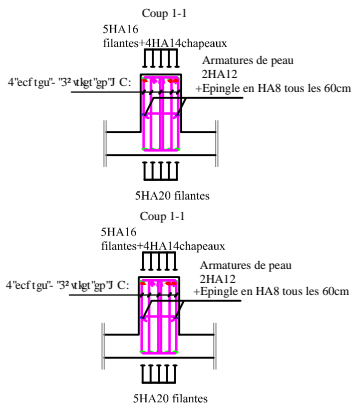
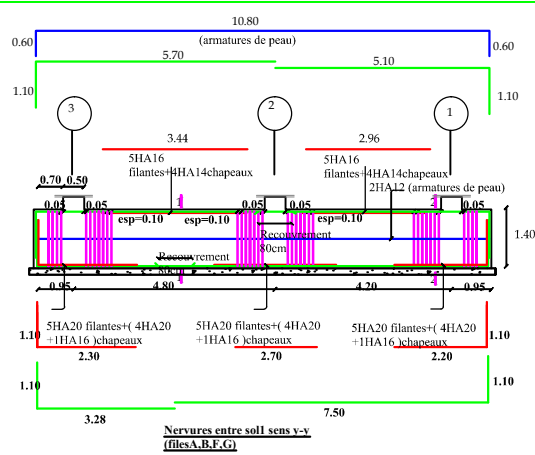
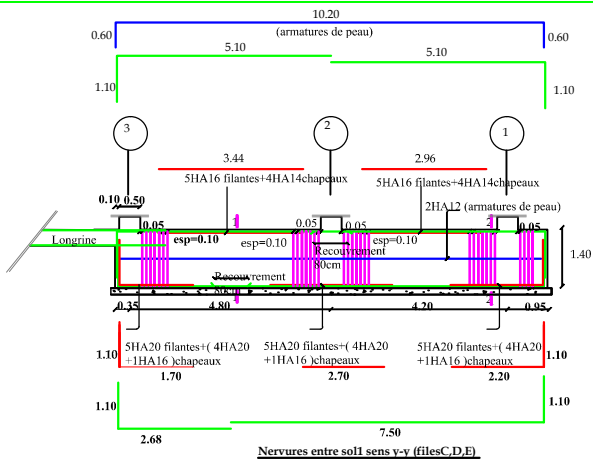
DIRIGE PAR:
Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

TITRE:
**ferrailage des
nervures d'entre sol
1 sens X-X.**

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Djebra lounes
Mr Babou karim
Mr Akli nouridine

DIRIGE PAR :

Mr LABIOD

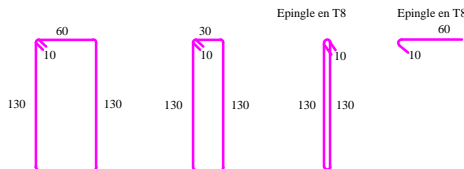
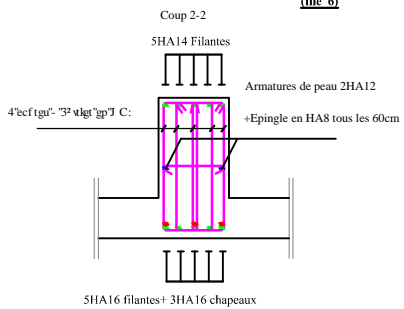
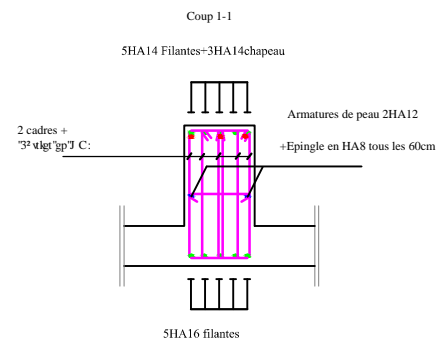
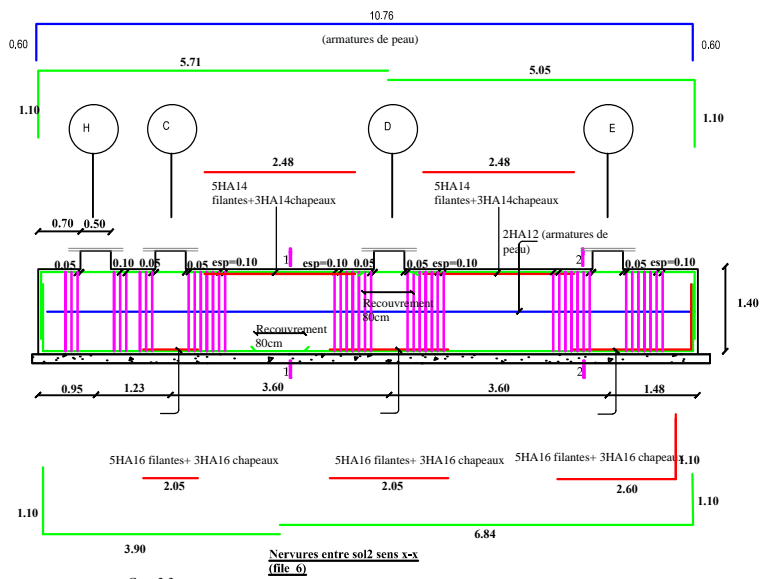
PROMOTION 2012-2013

TITRE:

ferrailage des nervures d'entre sol 1 sens Y-Y.

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

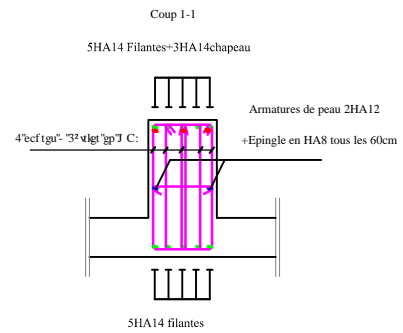
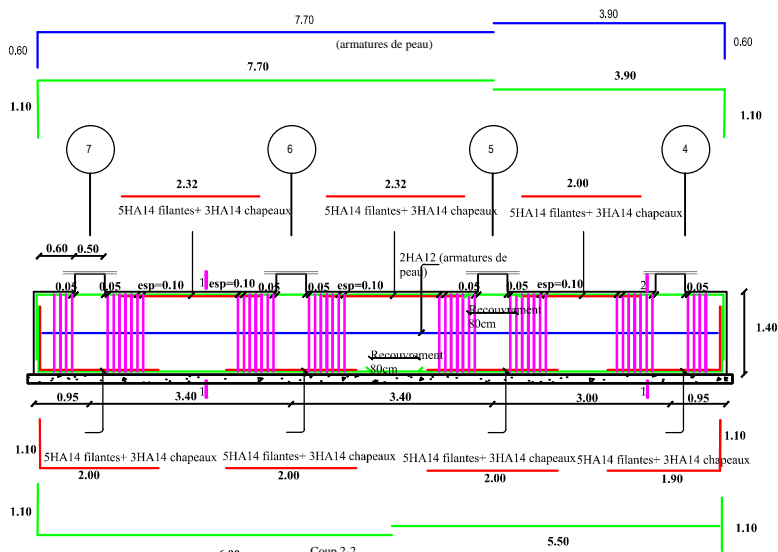
ETUDIE PAR :
Mr Djebra lounes
Mr Babou karim
Mr Akli nouridine

DIRIGE PAR :
Mr LABIOD
PROMOTION 2012-2013

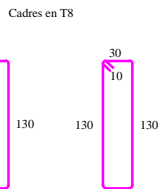
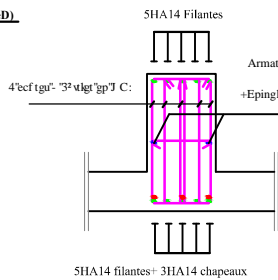
TITRE:
ferrailage des nervures d'entre sol 2 sens X-X.

PLANCHE N°

ECHELLE



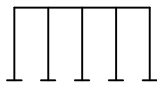
Nervures entre sol2 sens y-y (fileD).



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr Djebra lounes Mr Babou karim Mr Aki nourdine	TITRE : ferrailage des nervures d'entre sol 2 sens Y-Y.
DIRIGE PAR : Mr LABIOD	PROMOTION 2012-2013
PLANCHE N°	ECHELLE

5HA14 filantes

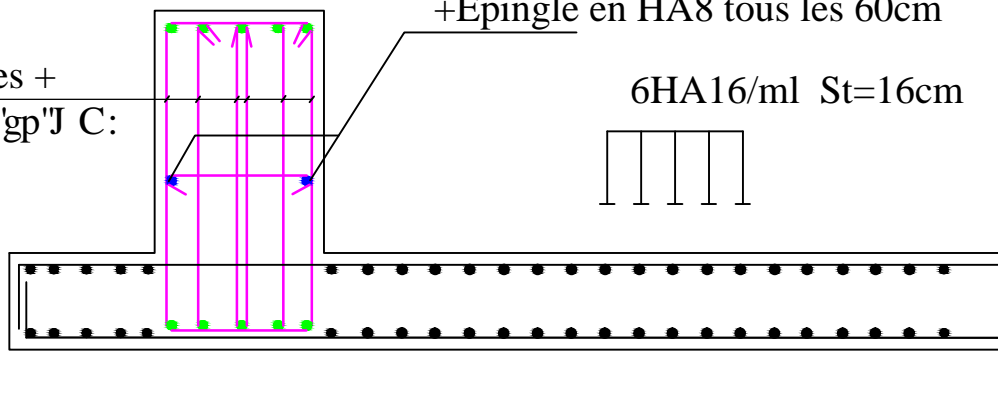
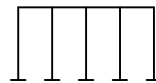


Armatures de peau 2HA12

+Epingle en HA8 tous les 60cm

2 cadres +
3² v lgt "gp" J C:

6HA16/ml St=16cm



5HA14 filantes



5HA14/ml St=20cm

Ferrailage du Tablier sens X-X

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

ETUDE PAR :

Mr Djebra lounes
Mr Babou karim
Mr Akli nourdine

DIRIGE PAR :

Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

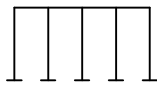
TITRE:

ferrailage du tablier sens X-X(E-S1)

PLANCHE N°

ECHELLE

5HA16 filantes

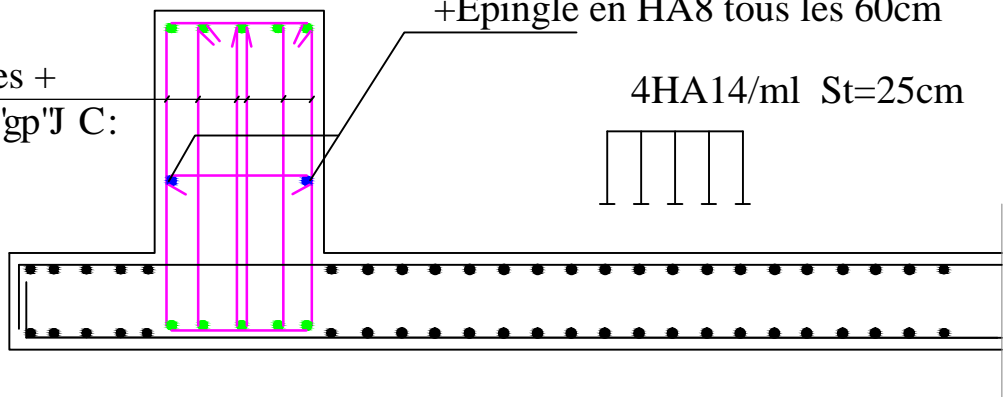
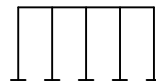


Armatures de peau 2HA12

+Epingle en HA8 tous les 60cm

2 cadres +
3² v lgt "gp" J C:

4HA14/ml St=25cm



5HA20 filantes



4HA12/ml St=25cm

Ferrailage du Tablier sens Y-Y

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

ETUDE PAR :
Mr Djebra lounes
Mr Babou karim
Mr Akli nourdine

DIRIGE PAR :
Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

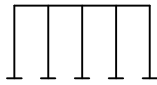
TITRE:

ferrailage du tablier sens Y-Y(E-S1)

PLANCHE N°

ECHELLE

5HA16 filantes

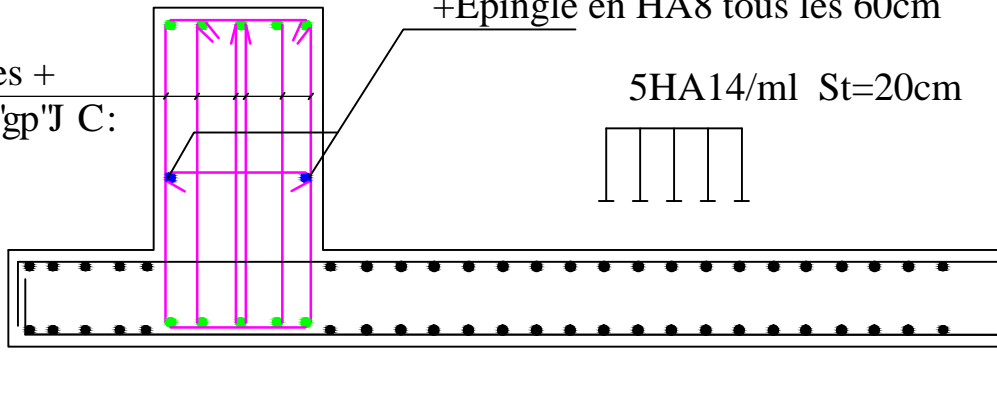
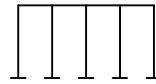


Armatures de peau 2HA12

+Epingle en HA8 tous les 60cm

2 cadres +
3² v lgt "gp" J C:

5HA14/ml St=20cm



5HA14 filantes

4HA12/ml St=25cm

Ferrailage du Tablier sens X-X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Djebra Iounes
Mr Babou karim
Mr Akli nourdine

DIRIGE PAR :

Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

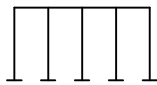
TITRE:

ferrailage du tablier sens X-X(E-S2)

PLANCHE N°

ECHELLE

5HA14 filantes

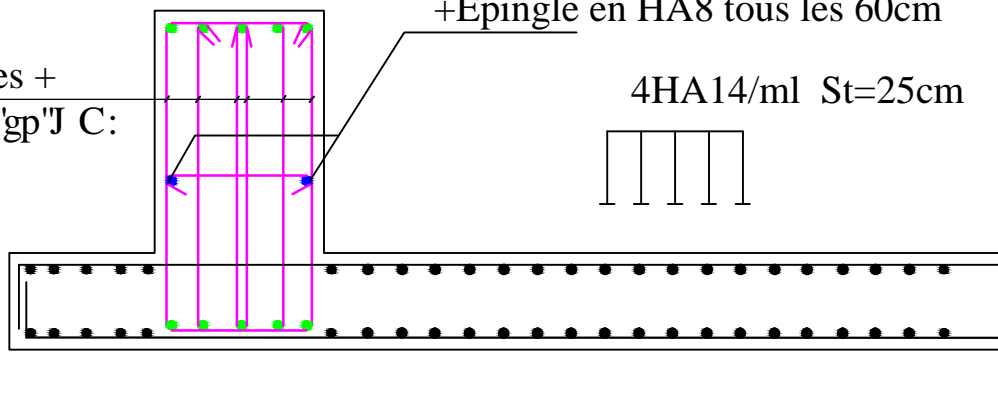
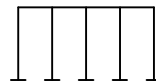


Armatures de peau 2HA12

+Epingle en HA8 tous les 60cm

2 cadres +
3² v lgt "gp" J C:

4HA14/ml St=25cm



5HA14 filantes



4HA12/ml St=25cm

Ferrailage du Tablier sens Y-Y

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

ETUDIE PAR :
Mr Djebra Iounes
Mr Babou karim
Mr Akli nouridine

DIRIGE PAR :
Mr LABIOD

PROMOTION 2012-2013

TITRE:

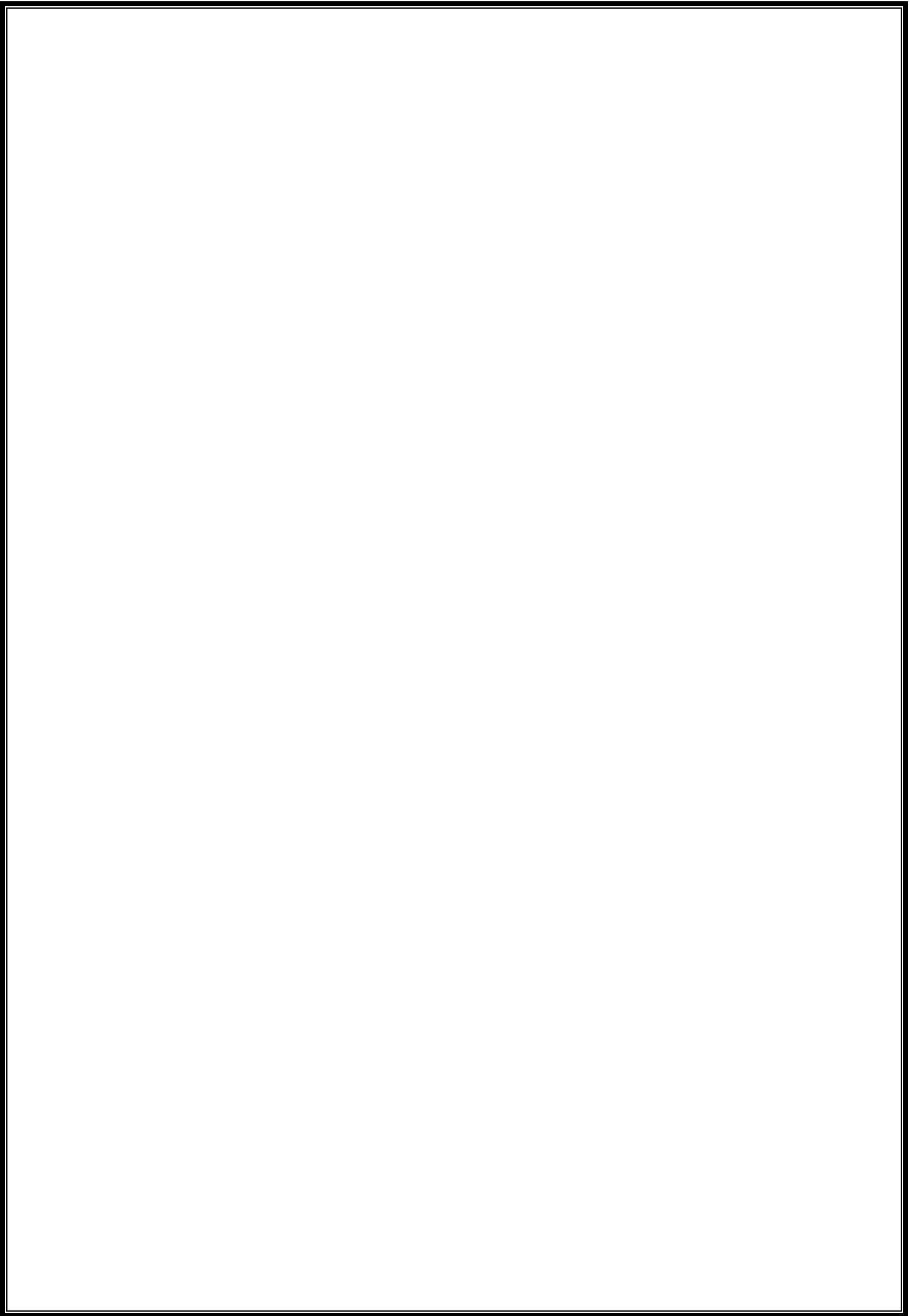
ferrailage du tablier sens Y-Y (E-S2)

PLANCHE N°

ECHELLE

CHAPITRE XI

Etude de mur plaque



Introduction :

Notre structure comporte deux murs de soutènement « voiles plaques » qui forment un caisson rigide et indéformable, ils doivent assurer leur fonction de soutenir et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes aux quelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent.

XI. 1.Pré- dimensionnement des voiles plaques:

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm

a. Etude de mur plaque (voile périphérique) encastré au niveau du radier et simplement appuyé au plancher du 1^{eme} entre sol :

Pour déterminer le ferrailage, on considère que le panneau (mur) est encastré à sa base et simplement appuyé sur ses trois autres parties :

- A la partie supérieure : Le panneau est simplement appuyé sur les poutres ;
- Sur ces deux cotés : Le panneau est simplement appuyé sur les poteaux ;
- A sa partie inférieure, le panneau est encastré à la semelle.

- **Contraintes de sollicitation :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le panneau est soumis à la poussée des terres : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

Avec : γ est le poids spécifique des terres ($\gamma = 18\text{N/m}^3$, terre argileuse).

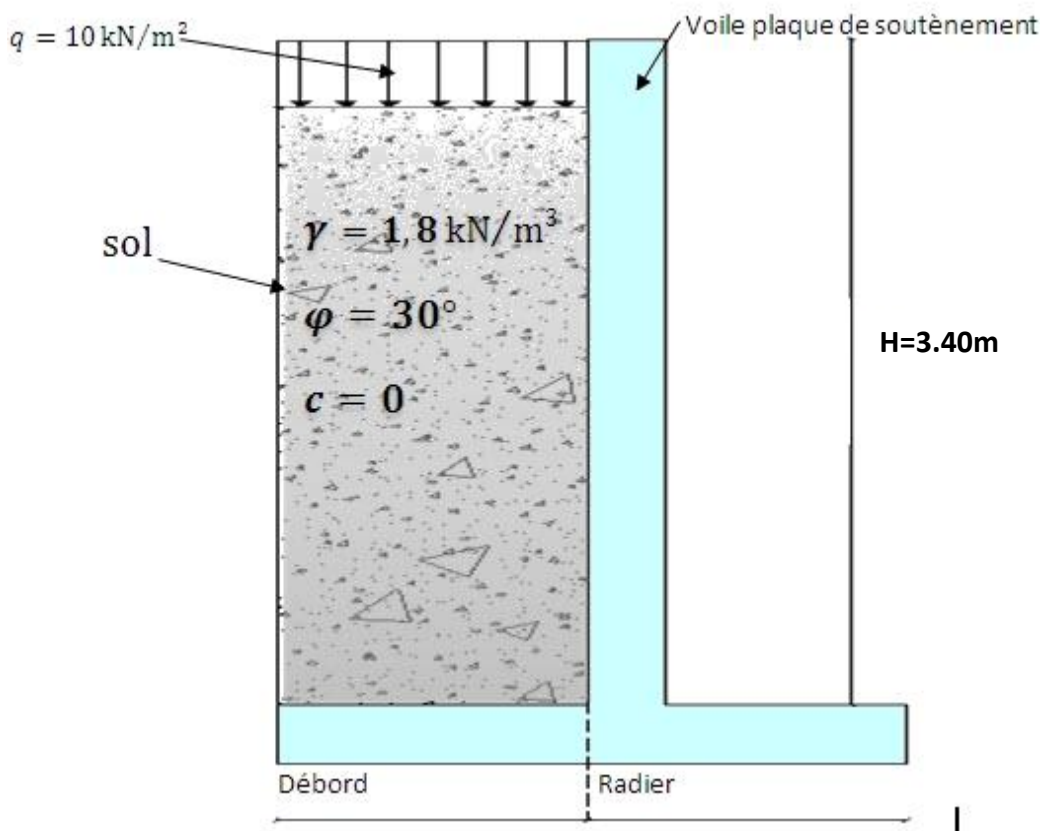


Figure.XI.1. Voile plaque de soutènement.

• **Méthode de RANKINE :**

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses

$(\lambda = \delta = \beta = 0)!!!$

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

- $K_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ pour la poussée.
- $K_p = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont:

σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale. $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$; Avec : $K_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

σ_V : Contrainte verticale.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} K_a: \text{Coefficient de poussée des terres ;} \\ \varphi: \text{Angle de frottement.} \end{array} \right.$

• **Contrainte de la poussé horizontale due à la surcharge :**

$\sigma_{H_2} = K_q \times q$

$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$

K_q : Coefficient de poussée due à la surcharge

λ : Angle que fait le parement intérieur du mur avec la verticale ; $\lambda = 0$

β : Angle d'inclinaison de la surface du sol supportant la surcharge ; $\beta = 0$

$K_q = K_a = 0.333$.

• **Caractéristique du sol :**

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3 \\ q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (\text{surcharge eventuelle}) \\ \varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0.333 \end{array} \right.$

XI.2.calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \sigma_{h_1} = 0,333 \cdot (1,5 \cdot 10) = 5 \text{ kN/m}^2. \\ h = 3.40\text{m} \rightarrow \sigma_{h_2} = 0,333 \cdot (1,35 \cdot 18 \cdot 3.40 + 1,5 \cdot 10) = 32.51 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

ELS:

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \sigma_{h_1} = 0,333 \cdot (10) = 3.33 \text{ kN/m}^2. \\ h = 3.40\text{m} \rightarrow \sigma_{h_2} = 0,333 \cdot (18 \cdot 3.40 + 10) = 23.71 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

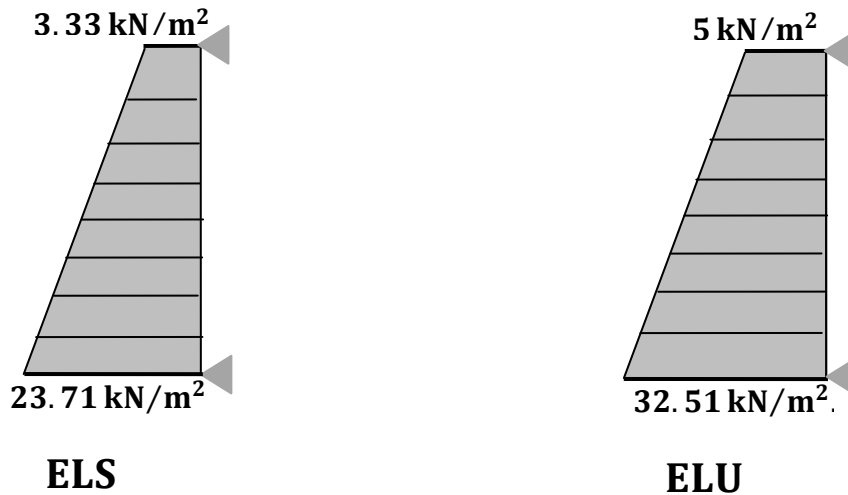


Figure. XI. 2. Diagramme des contraintes en (KN/m²)

• **Calcul des charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **ELU:** $q_u = \frac{3 \cdot \sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{ml} = \frac{3 \times 32.51 + 5}{4} = 25.63 \text{ kN / ml}.$

- **ELS:** $q_s = \frac{3 \cdot \sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{ml} = \frac{3 \times 23.71 + 3.33}{4} = 18.16 \text{ kN/ml}.$

XI.3. Ferrailage du voile plaque de soutènement (voile périphérique):

a. Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplyment appuyé : au niveau des poteaux, poutres et planchers.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

Le calcul se fait pour une bande de 1m. (b = 1 m = 100 cm).

b. Charges et surcharges revenants au voile :

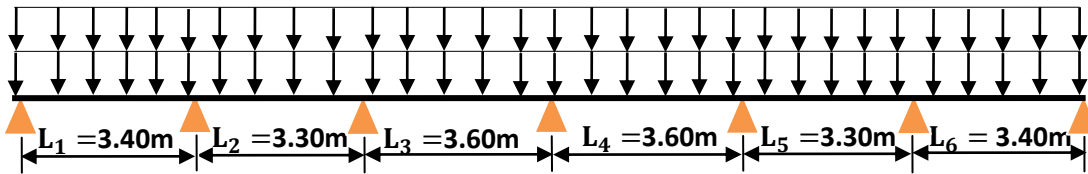
		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Dans le sens xx'	S-Sol1	25.63	18.16
Dans le sens zz'	0 m	32.51	23.71
	3.40 m	5	3.33

• Schémas statiques :

- Dans le sens xx' :

$$q_u = 25.63 \text{ kN / mL}$$

$$q_s = 18.16 \text{ kN / mL}$$



- Dans le sens zz' :

$$q_u = 32.53 \text{ kN / mL}$$

$$q_s = 23.71 \text{ kN / mL}$$

$$q_u = 5 \text{ kN / mL}$$

$$q_s = 3.33 \text{ kN / mL}$$

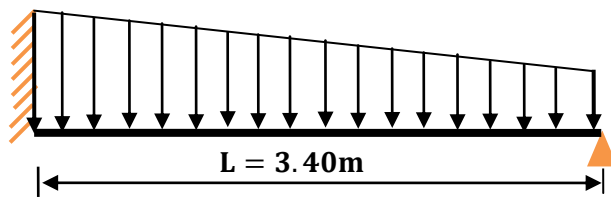


Figure .XI.3.schéma statique

C. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

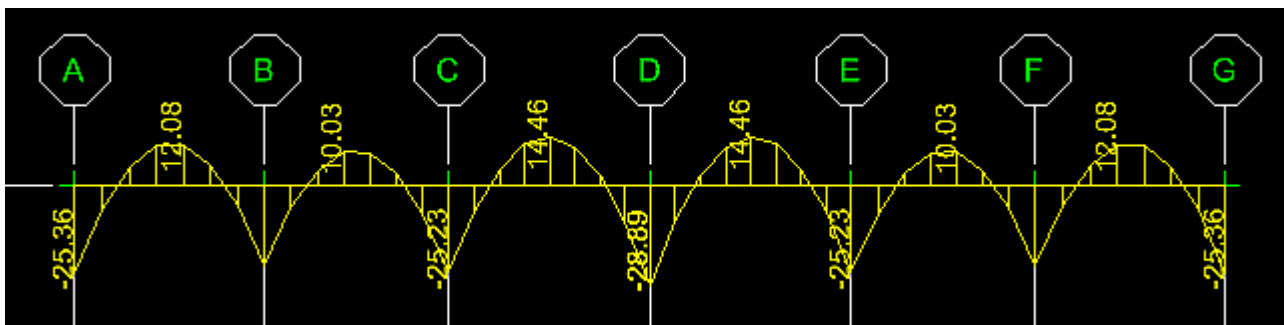


FIGURE.XI.4.Diagramme des moments à l'ELU « sens x-x ».

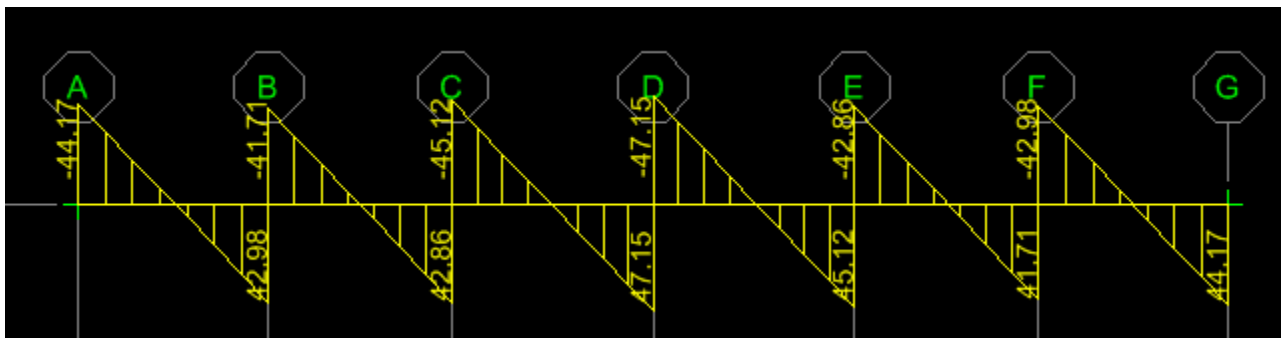


FIGURE.XI.5.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU « sens x-x ».

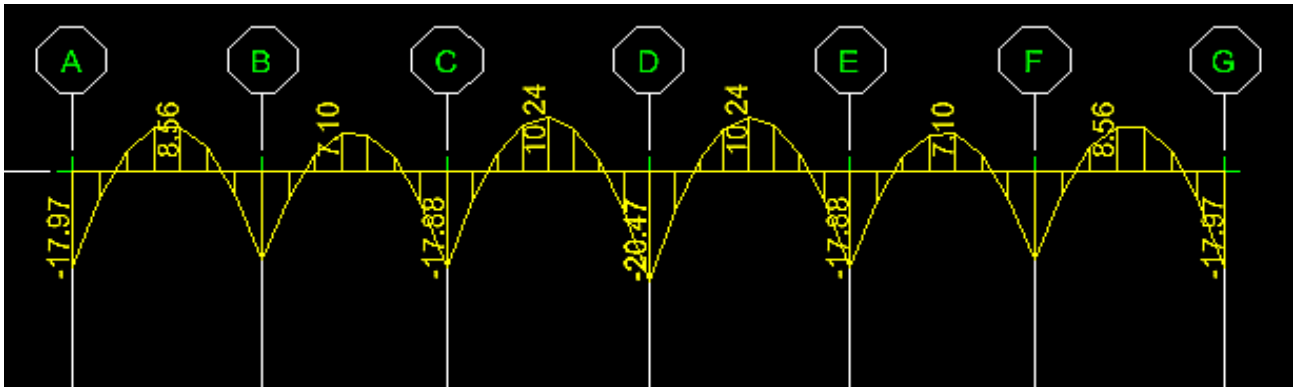


FIGURE.XI.6.Diagramme des moments à l'ELS « sens x-x ».

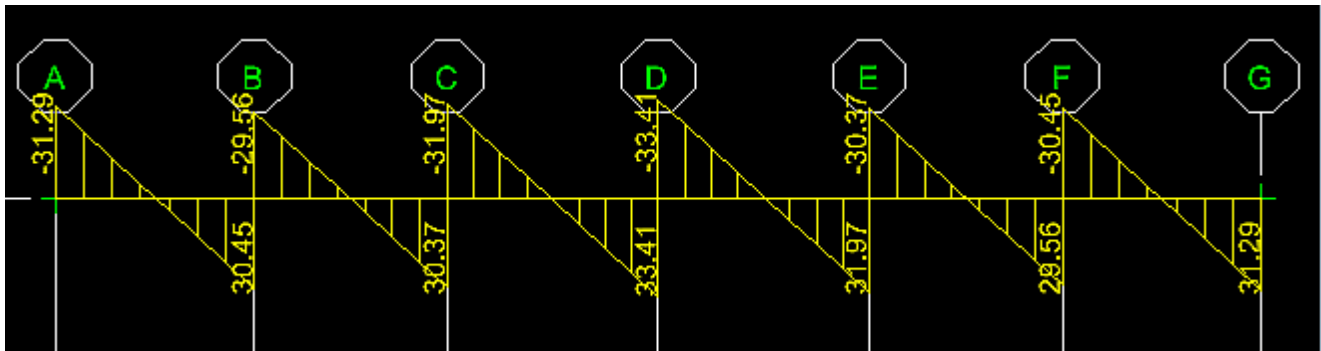


FIGURE.XI.7.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS « sens x-x ».

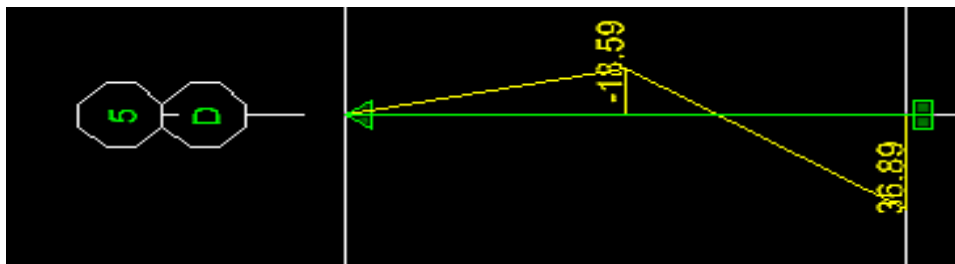


FIGURE.XI.8.Diagramme des moments à l'ELU « sens z-z ».

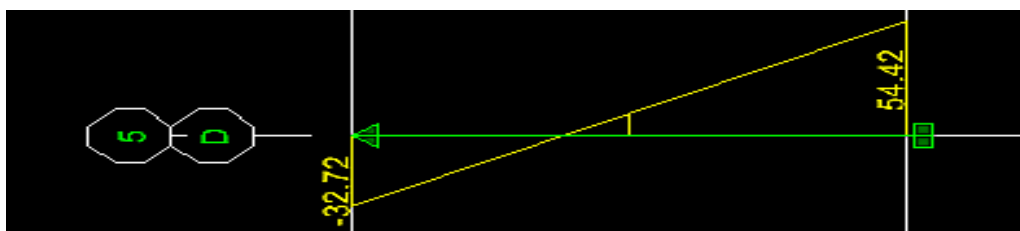


FIGURE.XI.9.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU « sens z-z ».

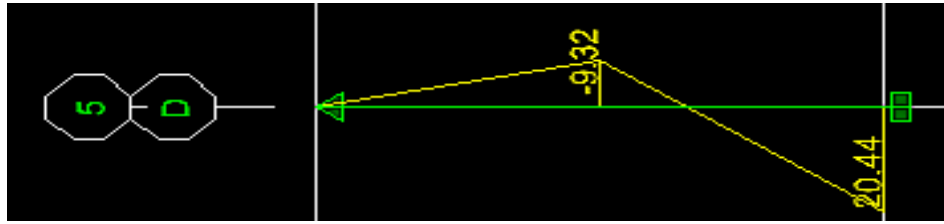


FIGURE.XI.10. Diagramme des moments à l'ELS « sens z-z' ».

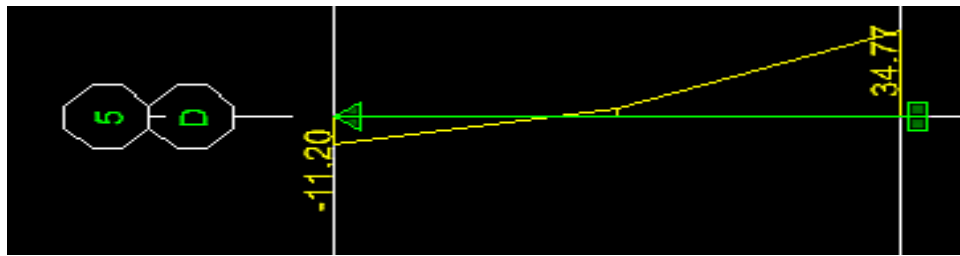


FIGURE.XI.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS « sens z-z' ».

d. Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25cm).

• **Armature dans le sens xx' :**

$$M_{max} = 28.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{yy}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{28.48 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 230^2} = 0.0379 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.0379 \quad \beta = 0.98095$$

$$A_{st} = \frac{M_{yy}}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{28.89 \times 10^4}{348 \times 230 \times 0.98095} = 3.680 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA12=5.65cm²/ml** d'espacement **20cm**.

• **Armature dans le sens zz' :**

$$M_{max} = 36.89 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{zz}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{36.89 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 230^2} = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.049 \quad \beta = 0.9745$$

$$A_{st} = \frac{M_{zz}}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{36.89 \times 10^4}{348 \times 230 \times 0.9745} = 4.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA14=7.7cm²/ml** d'espacement **20cm**.

XI.4. Vérification à l'ELU :

a. Espacement des armatures :

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

Armatures principales $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx' $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Dans le sens zz' $s_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

condition vérifiée

condition vérifiée

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

- Dans le sens xx' : $A_{\text{ad}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$
- Dans le sens zz' : $A_{\text{ad}} = 5\text{HA}14 = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$

condition vérifiée
condition vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$

$$V_{\text{max}} = 47.15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 d} = \frac{47.15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 230} = 0.205 \text{ MPa} ;$$

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

d. Entrainement des barres (Art.A.6.1.3/BAEL91) :

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

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{T_u \text{ max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \quad \text{tel que} \quad \bar{\tau}_{\text{sec}} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} . \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

- Pour le sens x-x : 5HA12 donne $u_i = 18.85 \text{ cm}$.

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{47.15 \times 10}{0.9 \times 23 \times 18.85} = 1.208 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Pour le sens z-z : 5HA14 donne $u_i = 21.99 \text{ cm}$.

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{54.42 \times 10}{0.9 \times 23 \times 21.99} = 1.196 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e. Longueur du scellement droit (Art A.6.1.22 /BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_e = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

-Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_s = 49.32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4 \times L_s$

-Pour $\phi 12$: $L_a = 16.92 \text{ cm}$. On prend $L_a = 18 \text{ cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_a = 19.75 \text{ cm}$. On prend $L_a = 20 \text{ cm}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot 0.9 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

- Pour le sens x-x : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 47.15}{100 \cdot 0.9 \cdot 23} = 0.046 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

- Pour le sens z-z : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 54.42}{100 \cdot 0.9 \cdot 23} = 0.053 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

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

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

- **Dans le sens xx' :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{47.15 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 1.36 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

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

- **Dans le sens zz' :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{54.42 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 1.56 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 7.7 \text{ cm}^2$$

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

XI.5.Vérification à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

- **Dans le sens xx' :** $M_{\text{max}} = 20.47 \text{ KN.m}$

- **Autour de zz' :** $M_{\text{max}} = 20.44 \text{ KN.m}$

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

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e , \max(0,5 \cdot f_e ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{tj}}) \right\}$$

Avec :

f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 , \max(0,5 \cdot 400 ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 266.7, \max(200 ; 201.63) \} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

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

- **Dans le sens xx' :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La vérification s'effectue comme suit: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 (5.65)}{100(23)} = 0.245 \Rightarrow k_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921.$$

Tel que : $K = 1 - \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$; $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48.29} = 0.0207$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{20.47 \times 10^3}{5.65 \times (0.921)23} = 171.03 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.02077 \times 171.03 = 3.54.21 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

• Dans le sens zz' :

▪ Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100(7.7)}{100(23)} = 0.335 \Rightarrow k_1 = 40.56 \text{ et } \beta = 0.910$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{20.44 \times 10^3}{7.7 \times (0.910)23} = 126.83 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.0246 \times 126.83 = 3.126 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\}$$

Avec :

h : hauteur totale (25 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.6 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 10.24 KN.m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 > 0.0625$$

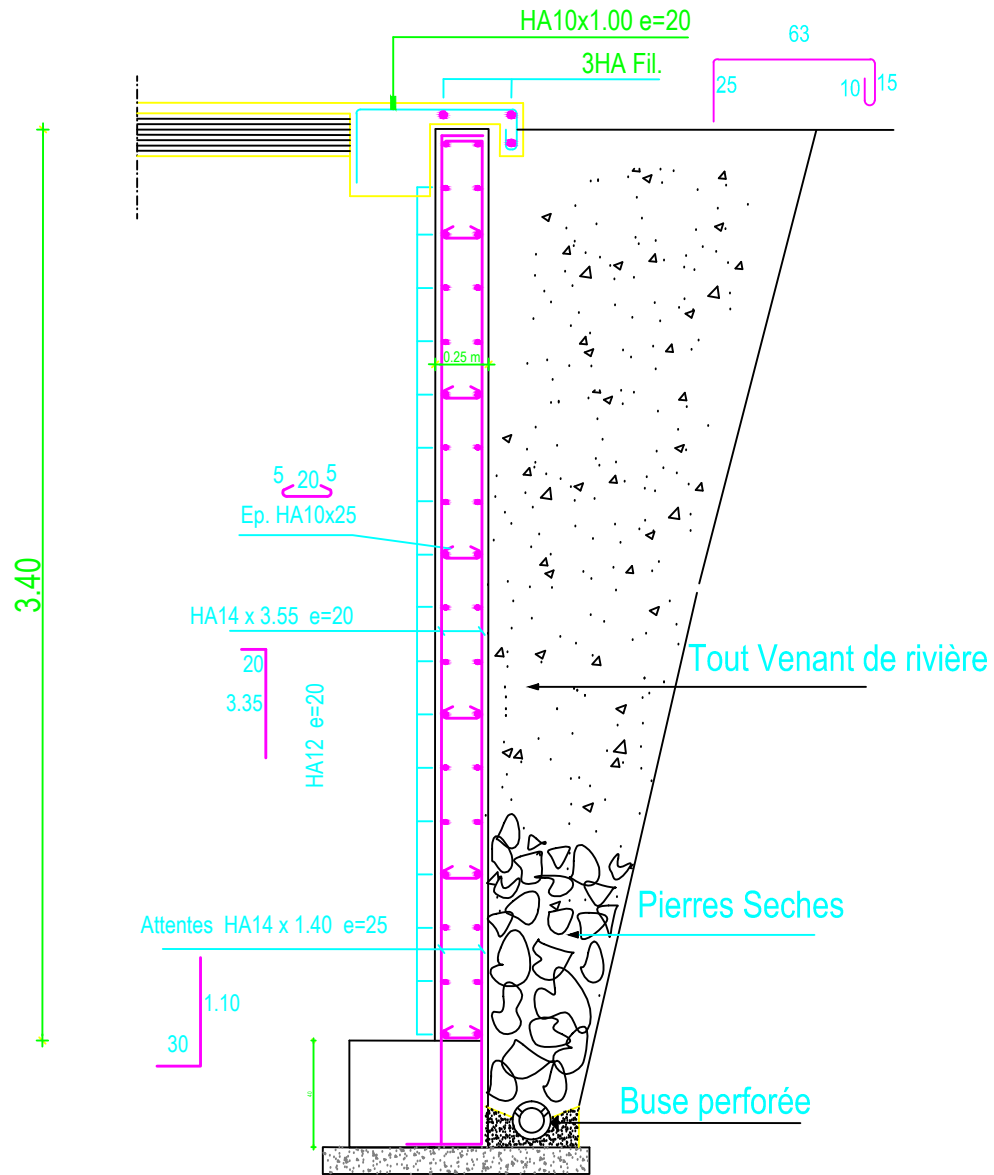
$$\frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{5.65 \ 400}{100 \ 23} = 0.982 < 4.2$$

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{10.24}{10 \ 48.59} = 0.021 < 0.25$$

Condition vérifiée.

Remarque :

On prend le même ferrailage pour le mur de soutènement.

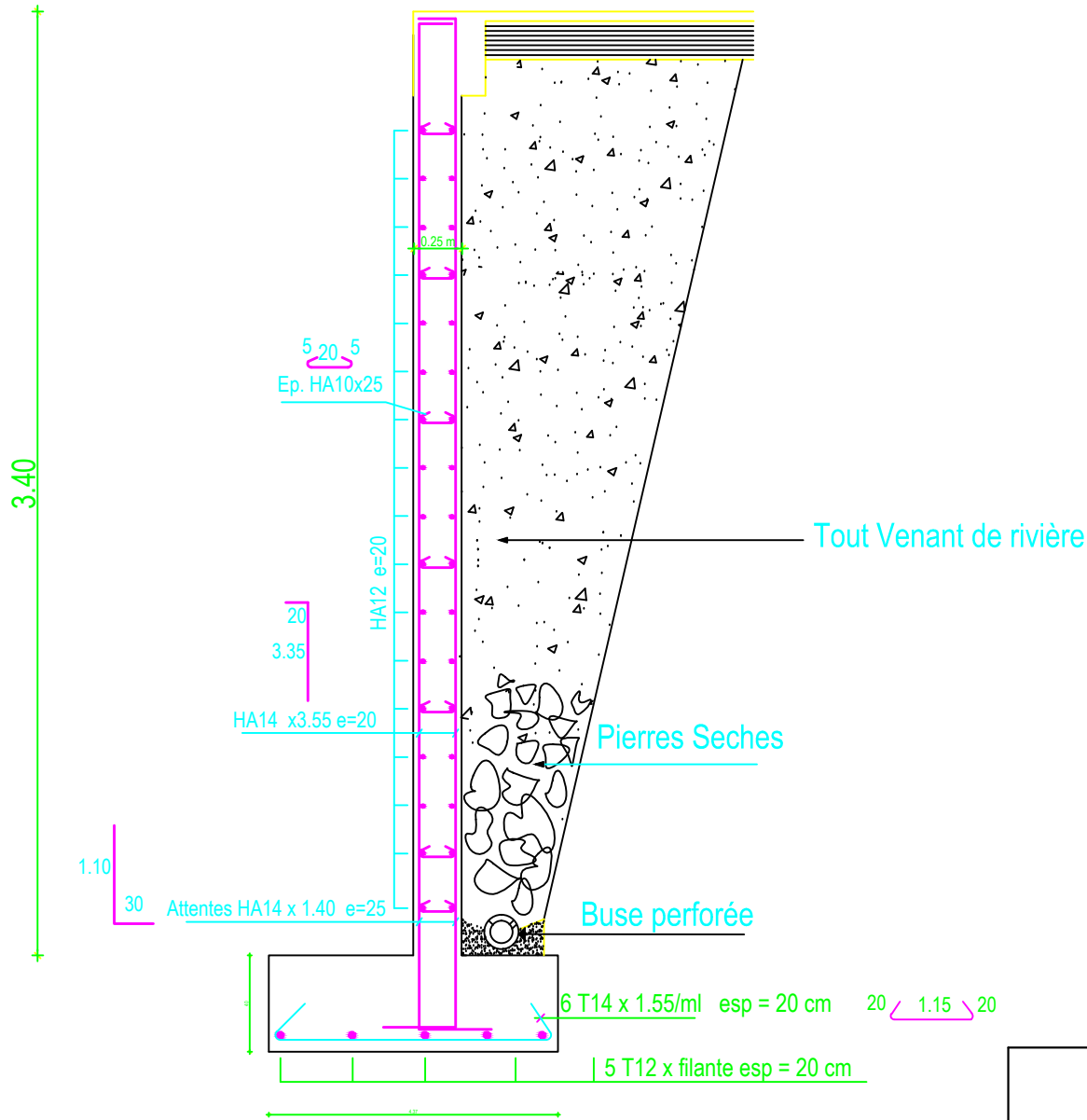


FERRAILLAGE MUR PLAQUE ep = 25 cm Niv-3.40

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 Département de Génie civil

Ferrailage de mur plaque

Promotion:	2012/2013	
Dessiné par :	Mr: Djebra Lounes Mr: Akli Nourdine Mr: Babou Karim	Plan:
Dirigé par :	Mr: Labiod	Echelle:



FERRAILLAGE du mur de soutènement ep = 25 cm Niv-6.80
SOUS SEMELLE FILANTE

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
Ferrailage du mur de soutènement		
	2012/2013	
	Mr: Djebra Lounes Mr: Akli Nourdine Mr: Babou Karim	Plan:
	Mr: Labiod	Echelle:

Conclusion-mémoire

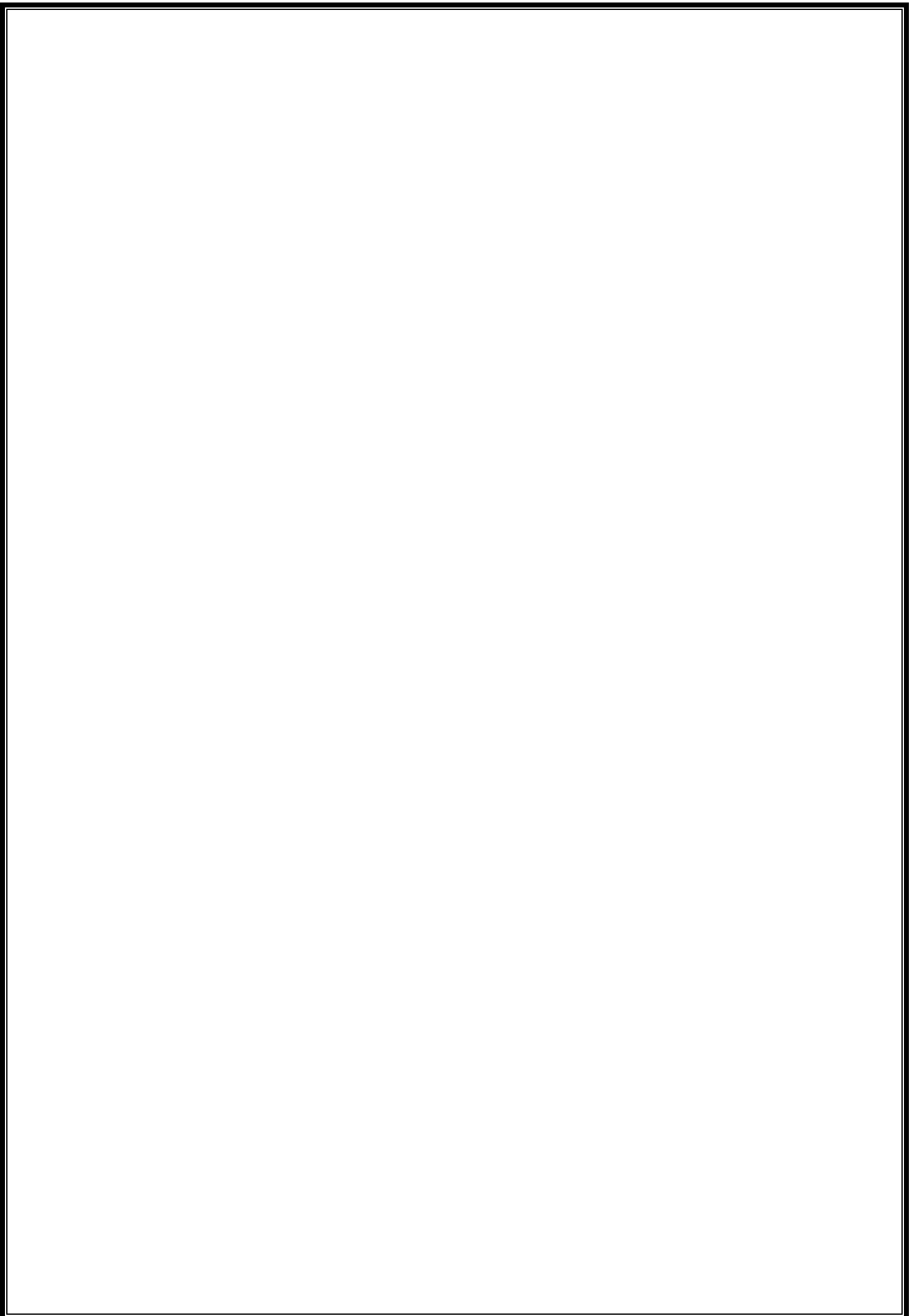
CONCLUSION-MEMOIRE

Le projet de fin d'étude consistant en l'étude d'un bâtiment a usage commercial et d'habitation nous a permis de mettre en application les acquis théoriques engrangés le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances en matière de sécurité aux séisme qui présente le double avantage de garantir une plus grande résistance aux structures en béton armé tout en leur offrant un style architectural novateur.

De part sa complexité, ce projet nous a offert l'opportunité tant attendue de pouvoir conjuguer tous nos efforts de recherche et de perfectionnement ,afin d'élucider et d'élargir les notions et méthodes étudiées au cours de notre cursus, avec le souci de conjuguer efficacité et progrès dans le domaine du génie civil pour lequel nous avons note et pris en conscience l'évolution considérable notamment par l'apport précieux des logiciels de calcul.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux efforts et projets des promotions à venir.

Conclusion générale



Conclusion-Générale

La maîtrise de l'ingénierie en génie civil appliquée aux structures en béton armé représente à l'heure actuelle un domaine en pleine expansion, marqué par une dynamique internationale. L'approche moderne de la sécurité au séisme présente le double avantage de rendre les immeubles en béton armé plus sûres tout en offrant des perspectives architecturales nouvelles.

Cette étude apporte une vue d'ensemble sur le plan des techniques d'ingénierie du bâtiment, elle nous confirme les avantages du contreventement (voile - portique), par rapport à la construction auto stables, elle garantit une grande résistance et un meilleur comportement de la structure vis à vis du séisme.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude, ont été élaborées et annotées à l'aide d'un logiciel de calcul des structures par éléments finis « ETABS 9.7 », qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter, et même observer le comportement de la structure en phase de vibration ; Comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Les résultats interprétés nous ont montrés une disposition adéquate des voiles dans notre structure :

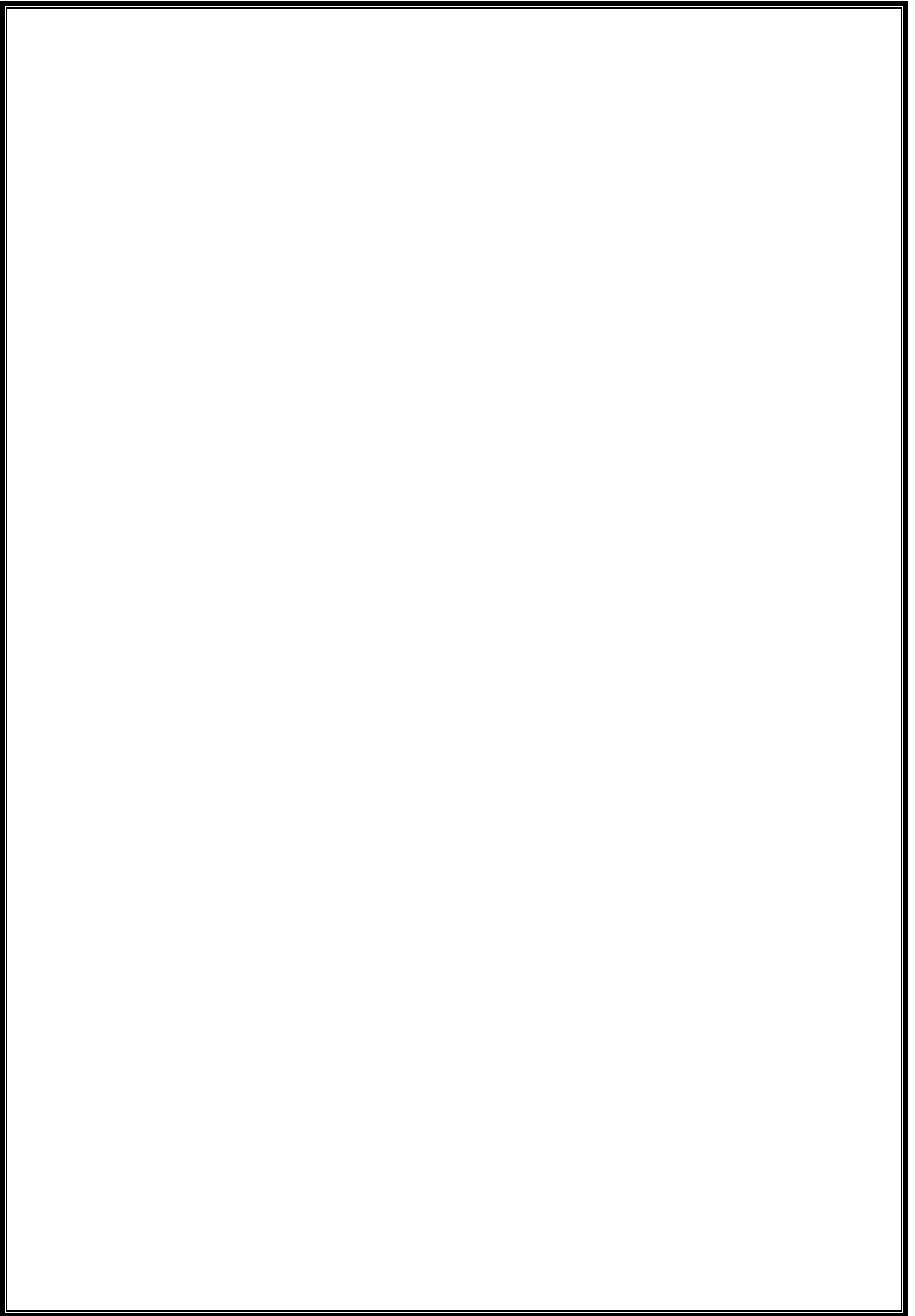
- En minimisant les déplacements latéraux.
- En limitant les risques de la torsion.
- En assurant une bonne distribution des efforts.

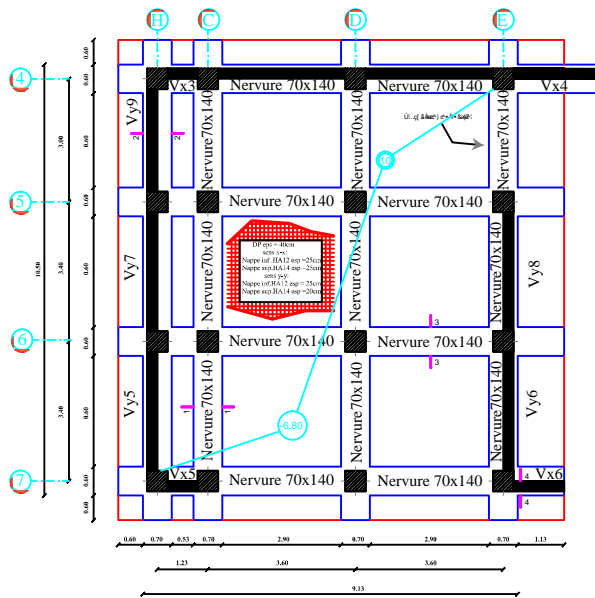
Ce qui nous à conduit a ferrailer les poteaux par le minimum du RPA99.

D'autre part l'importance de la section de ces derniers, a été imposée par ce règlement afin de vérifier ses différentes exigences à savoir :

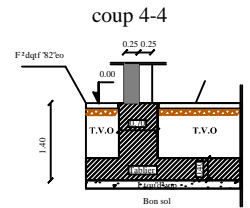
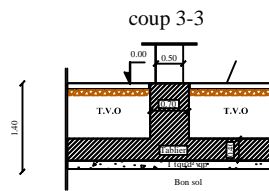
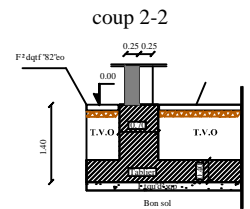
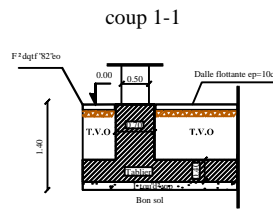
- Interaction.
- Sollicitations normales et tangentes.
- Déplacements relatifs et les effets P- Δ .

Plans de Coffrages

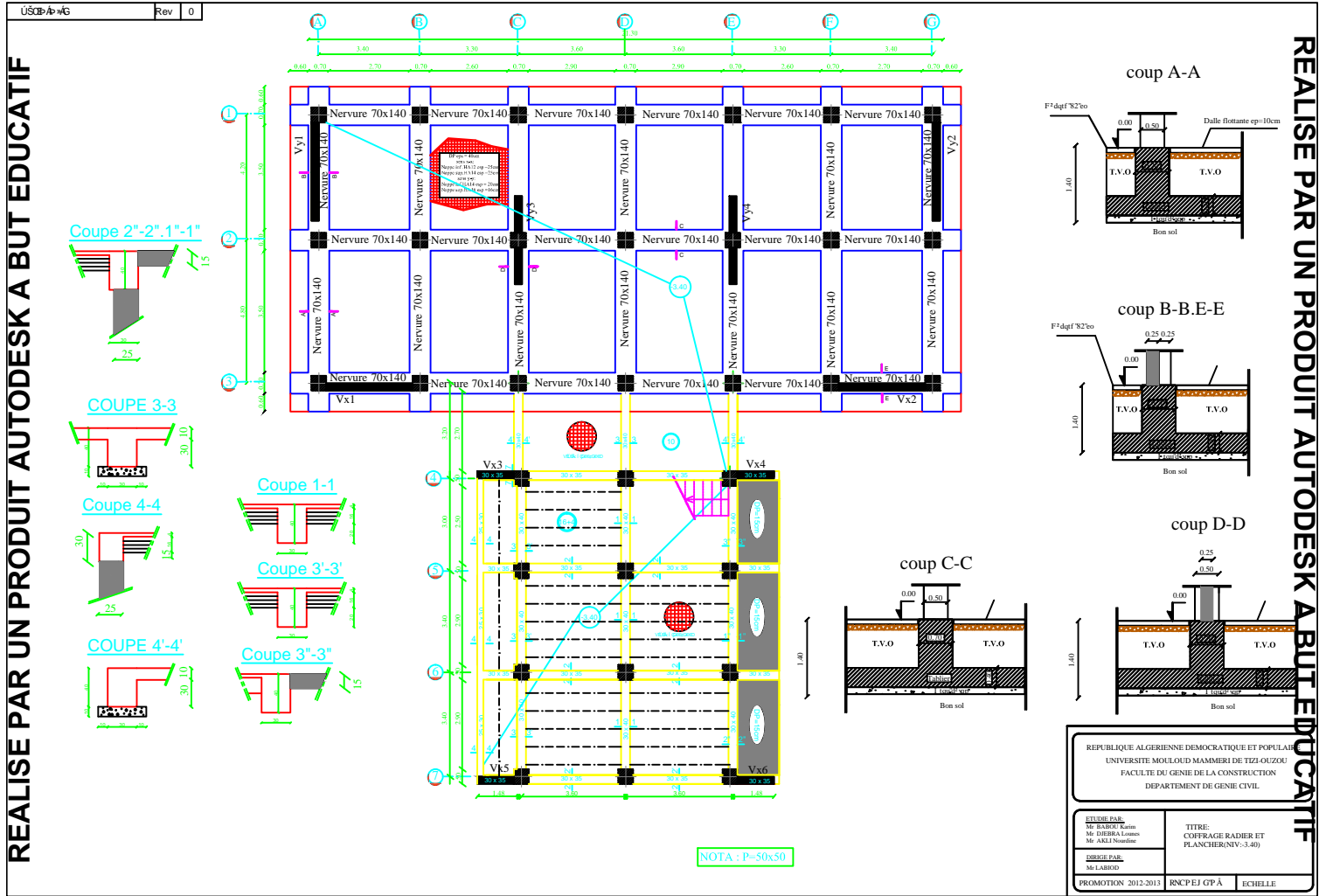


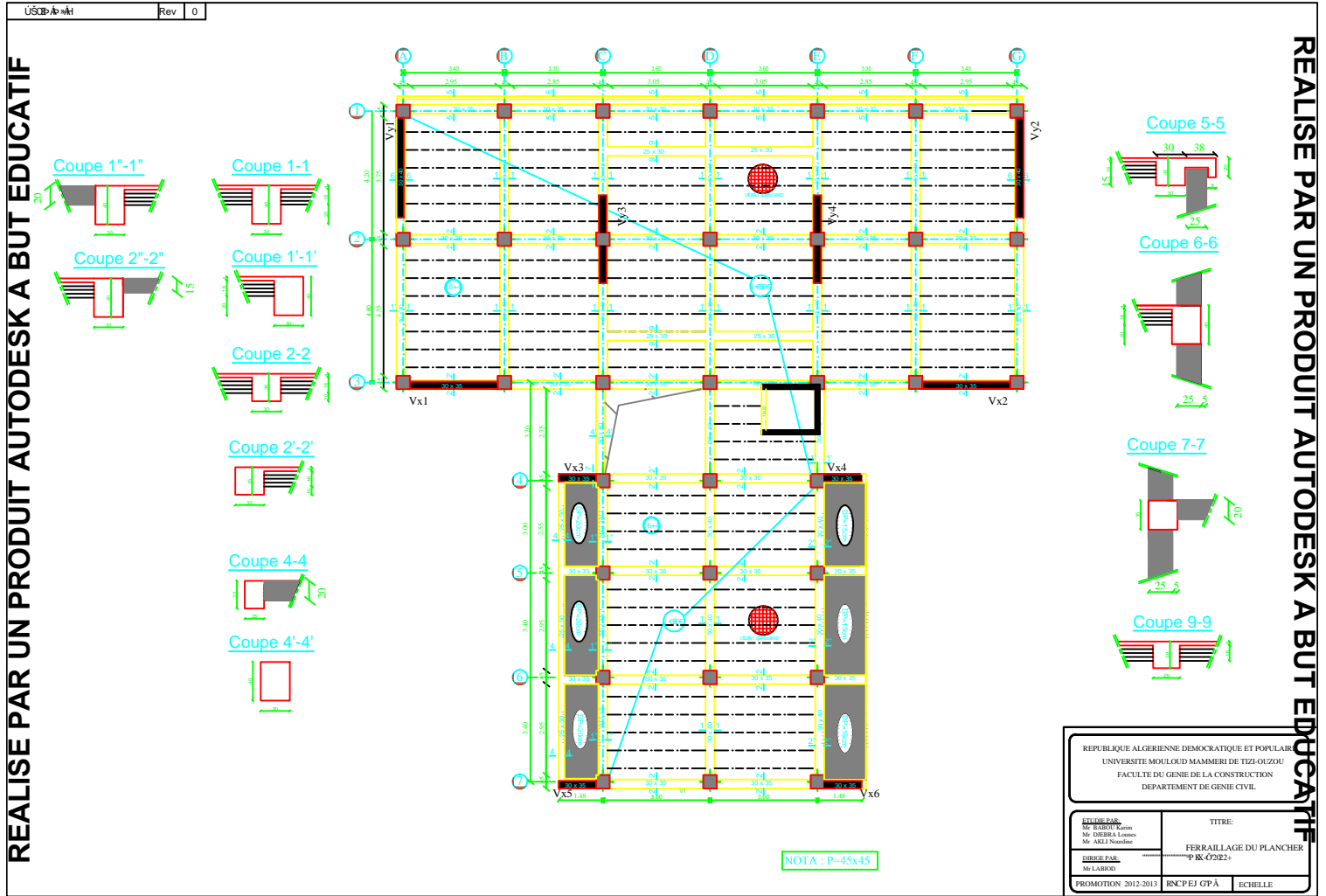


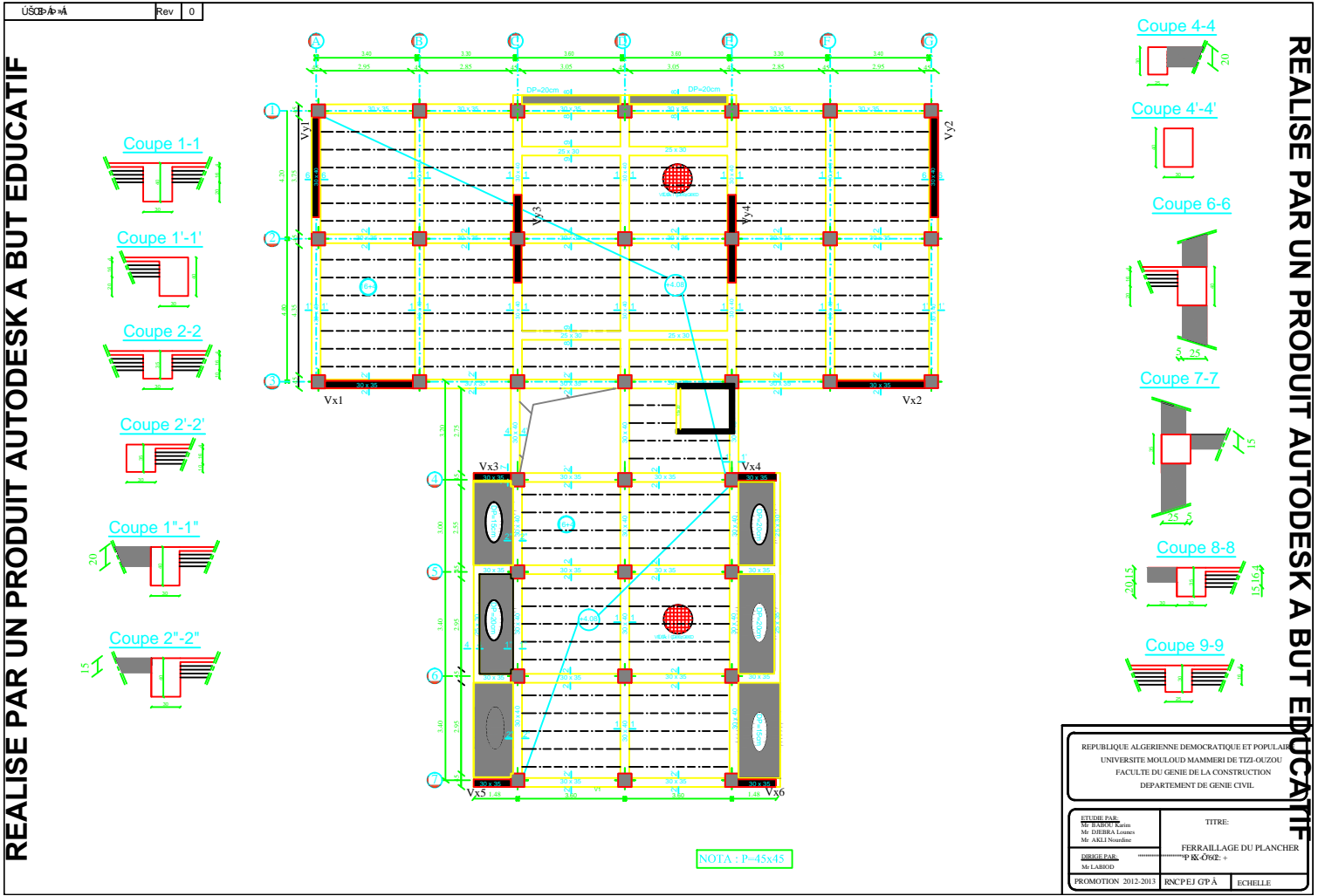
NOTA : P=50x50

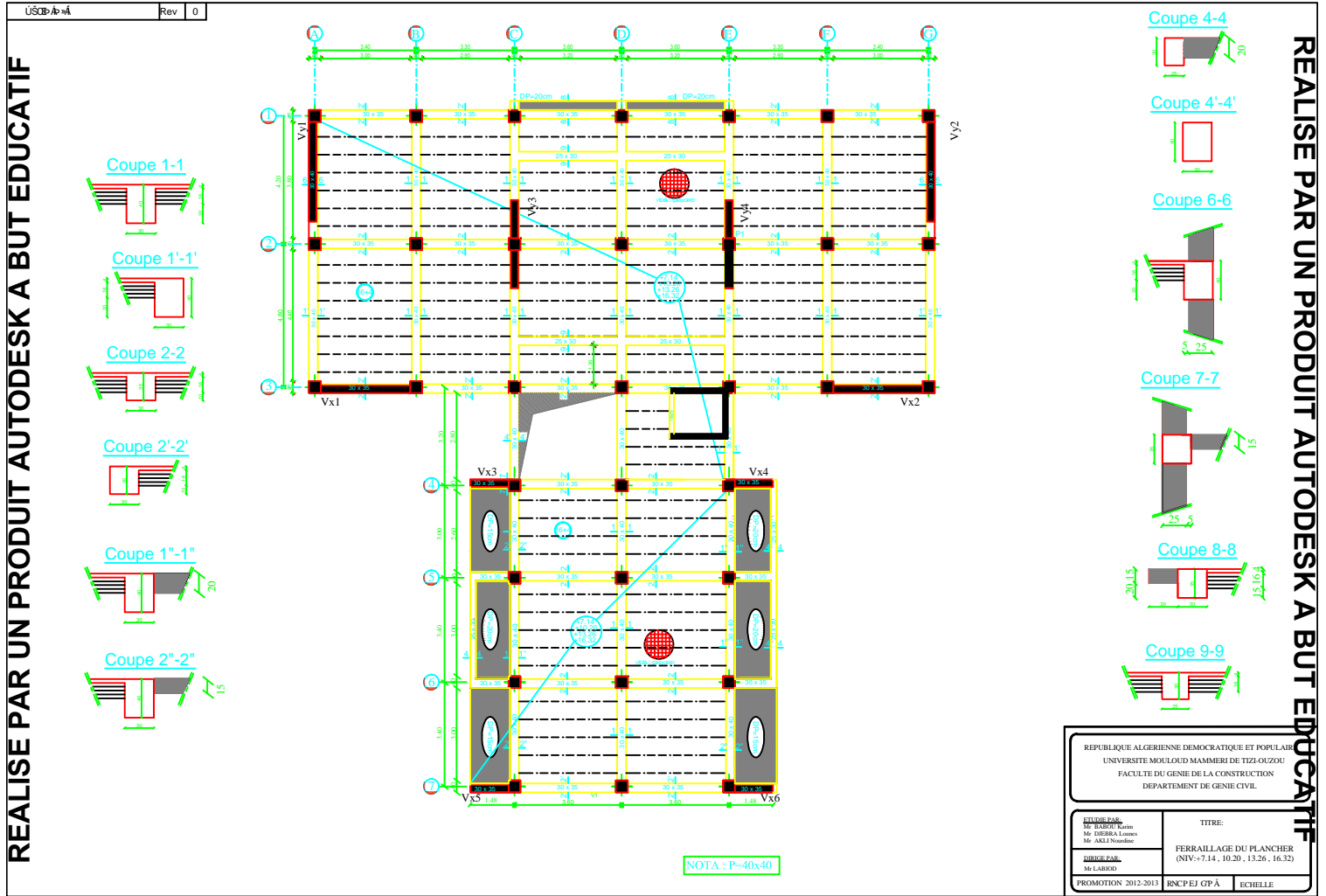


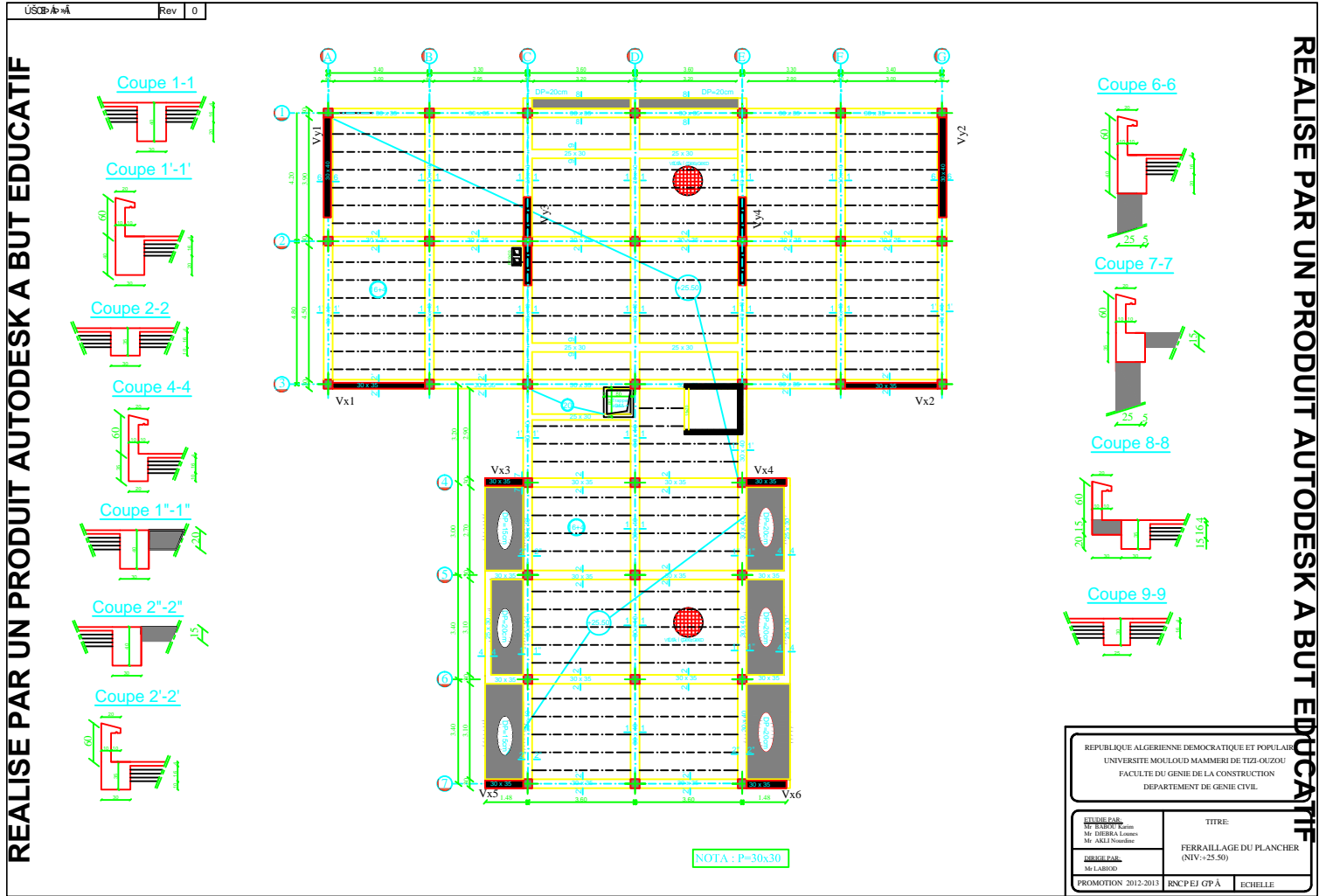
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr BACHOU Karim Mr DIEBBA Louiss Mr AKEL Noureddine	TITRE: Coffrage du radier (NIV.:6.80)
DIRECTEUR: Mr LABBOU	
PROMOTION: 2012-2013	BNCPEJ GP A
	ECHELLE:









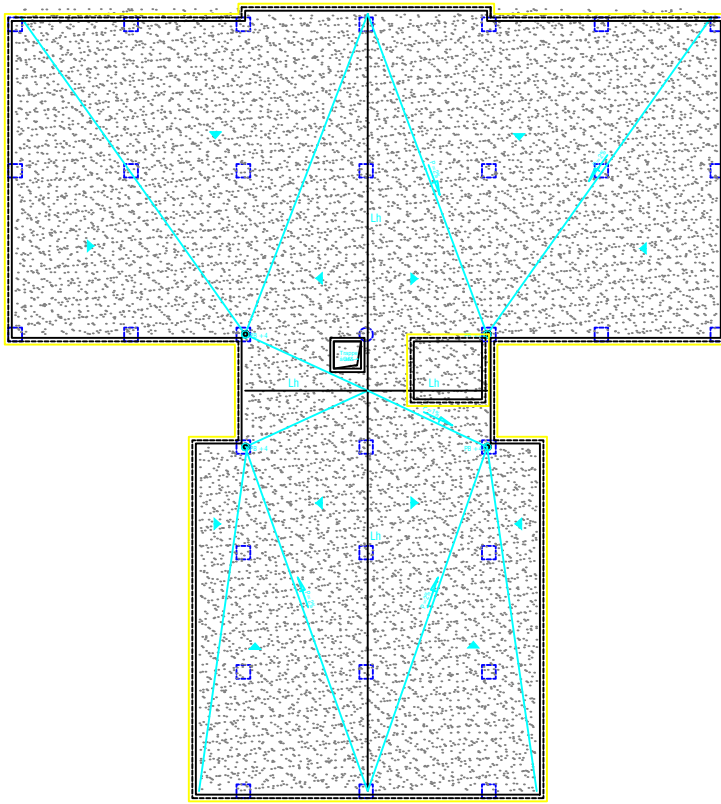


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

USOB:Ar.à Rev 0

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: M. BENSAÏF Karim M. DHERBA Louisa M. OUKI Noureddine	TITRE: PLAN TOITURE - TERASSE	
REVISÉ PAR: M. LABED		
PROMOTION 2012-2013	ENC'PEJ GP A	ECHELLE

Bibliographie

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.