

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 Master professionnelle en génie civil.

Option : Construction civiles et industrielles.

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+4+E-S+Comble+Charpente en bois) à usage
d'habitation et parking contreventée par voile et portique, modélisé
avec logiciel ETABS**



Dirigé par :

M^r : DERRADJ

Etudié par :

**M^r : HADDADOU Mehenna
M^r : HADJ MOHAND Anouar**

Promotion: 2018/2019

REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r: DERRADJ pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation en particulier M^r BOUKAIS qui nous a beaucoup aidés dans notre travail.

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

Nous ne pouvons terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci à tous

sommaire

❖ Introduction générale	
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....	10
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Plancher.....	25
III.2. Escalier.....	46
III.3. Poutre palière.....	74
III.4. Les Balcons	82
III.5. La toiture	87
Chapitre IV : Modélisation et vérification des condition du l'RPA	
.....	95
Chapitre V : Calcul des éléments structuraux	
V.1. Ferrailage des poutres	120
V.2. Ferrailage des poteaux	134
V.3. Ferrailage des voiles.....	146
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	157
Chapitre VII : Etude du mur plaque	184
❖ Conclusion Générale	
❖ Bibliographie	

Liste des figures :

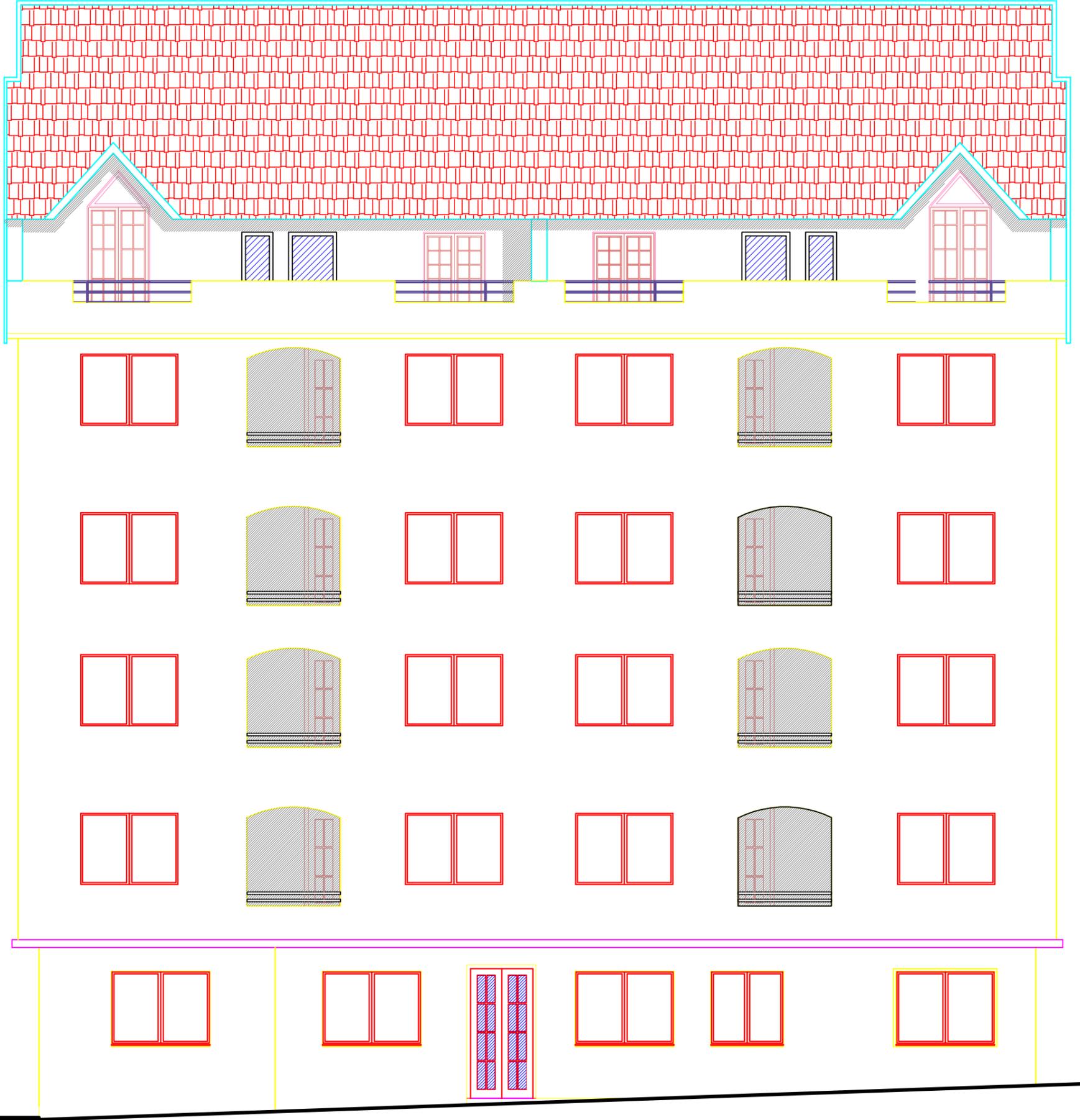
Figure I.1: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	5
Figure I.2: Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.....	5
Figure I.3: Diagramme contrainte -déformation de l'acier.....	9
Figure II.1: Coupe d'un plancher en corps creux.....	10
Figure II.2: Section des poutres.....	13
Figure II.3: Coupe d'un voile en élévation.	14
Figure II.4: Coupe de voiles en plan.....	14
Figure II.5: Coupe transversale du plancher de l'étage courant.....	15
Figure II.6: Coupe transversale du plancher en dalle pleine.....	16
Figure II.7: Coupe verticale d'un mur.....	16
Figure II.8: Coupe horizontale du mur intérieur.....	17
Figure II.9: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2).....	18
Figure II.10: Coupe verticale de la charpente.....	19
Figure II.11: Charges d'exploitation cumulées.....	20
Figure III.1: Ferrailage de la dalle de compression.....	26
Figure III.2: Section de la poutrelle.....	26
Figure III.3: Schéma statique de la poutrelle.....	26
Figure III.4: Dimension de la section en T_ϵ	27
Figure III.5: Schéma de chargement de la poutrelle continue.....	30
Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant.....	32
Figure III.7: Diagramme des efforts tranchant.....	32
Figure III.8: Schéma de chargement de la poutrelle continue.....	33
Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant.....	35
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchant.....	35
Figure III.11: Schéma de calcul par la méthode des trois moments.....	36
Figure III.12: Schéma de chargement de la poutrelle continue.....	36
Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant.....	38
Figure III.14: Diagramme des efforts tranchant.....	38
Figure III.15: Coupe schématique de la poutrelle en travées.....	38
Figure III.16: Coupe schématique de la poutrelle aux appuis.....	39
Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant.....	42
Figure III.18: Diagramme des efforts tranchant.....	42
Figure III.19: Diagramme des moments fléchissant.....	43
Figure III.20: Diagramme des efforts tranchant.....	43
Figure III.21: Diagramme des moments fléchissant.....	44
Figure III.22: Diagramme des efforts tranchant.....	44
Figure III.23: Coupe verticale de l'escalier.....	46
Figure III.24: Schéma d'escalier 1 ^{er} cas.....	47
Figure III.25: Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU.....	49
Figure III.26: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.....	51
Figure III.27: Schéma statique de 1 ^{er} cas d'escalier à l'ELS.....	54
Figure III.28: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.....	56
Figure III.29: Schéma d'escalier 2 ^{ème} cas.....	60
Figure III.30: Schéma statique de calcul du 2 ^{ème} cas d'escalier à l'ELU.....	62
Figure III.31: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.....	64
Figure III.32: Schéma statique de calcul du 2 ^{ème} cas d'escalier à l'ELS.....	67
Figure III.33: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2 ^{ème} cas).....	69

Figure III.34: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	75
Figure III.35: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	80
Figure III.36: Schéma statique du balcon.....	82
Figure III.37: Schéma statique du balcon.....	85
Figure V.1: disposition constructive des armatures.....	121
Figure V.2: délimitation de la zone nodale.....	127
Figure V.3: Délimitation de la zone nodale.....	141
Figure V.4: Schéma d'une coupe horizontale d'un voile.....	148
Figure VI.1: Diagramme des contraintes.....	165
Figure VI.2: Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	168
Figure VI.3: Dimension de la section de calcul.....	171
Figure VI.4: Schéma statique de débordé.....	174
Figure VI.5: La répartition des charges dans le panneau.....	175
Figure VI.6: Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant ELU.....	177
Figure VI.7: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants ELU.....	177
Figure VI.8: Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant ELS.....	177
Figure VI.9: Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant ELU.....	178
Figure VI.10: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants ELU.....	178
Figure VI.11: Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant ELS.....	178
Figure VI.12: Diagramme des moments fléchissant ELU.....	178
Figure VI.13: Diagramme des efforts tranchants ELU.....	179
Figure VI.14: Diagramme des moments fléchissant ELS.....	179
Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant ELU.....	179
Figure VI.16: Diagramme des efforts tranchants ELU.....	179
Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissant ELS.....	180
Figure VI.1: Schéma du mur plaque.....	186
Figure VII.2: Diagramme des contraintes l'ELU.....	186
Figure VII.3: Diagramme des contraintes l'ELS.....	187

Liste des tableaux :

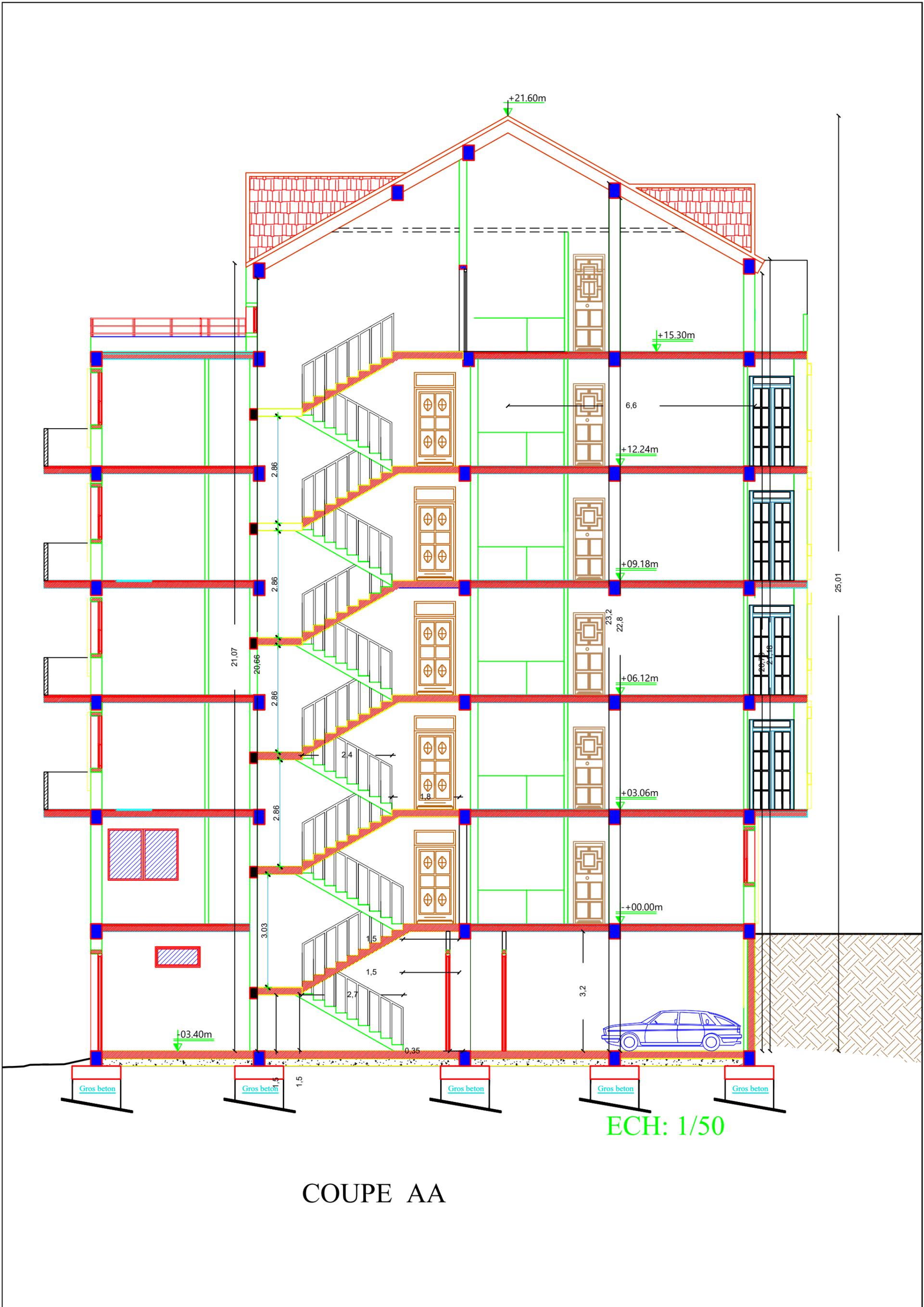
Tableau I.1: Caractéristiques des aciers.....	7
Tableau I.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	8
Tableau II.1: Section des poutres.....	13
Tableau II.2: Charge permanente de la toiture.....	15
Tableau II.3: Charges permanentes d'étage courant.....	15
Tableau II.4: Charges permanentes de la dalle pleine.....	16
Tableau II.5: Charges permanentes du mur extérieur.....	16
Tableau II.6: Charges permanentes du mur intérieur.....	17
Tableau II.7: surcharges d'exploitation.....	17
Tableau II.8: Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	21
Tableau II.9: Récapitulatif de la décente de charges.....	21
Tableau II.10: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	22
Tableau II.11: Vérification au flambement.....	23
Tableau récapitulatif III.1: Effort interne a ELU 3 ^{em} cas.....	37
Tableau récapitulatif III.2: Effort interne a ELS 1 ^{ere} cas.....	42
Tableau récapitulatif III.3: Effort interne a ELS 2 ^{eme} cas.....	42
Tableau récapitulatif III.4: Effort interne a ELS 3 ^{eme} cas.....	43
Tableau III.5: Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.....	94
Tableau IV.1: Vérification des modes de vibration.....	109
Tableau IV.2 : Vérification du la participation massique.....	109
Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant X-X.....	111
Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.....	111
Tableau IV.5: Le % des charges horizontal repris par les voiles Et les portiques sens X-X.....	112
Tableau IV.6: pourcentage des charges horizontal repris par les voiles et les portiques sens Y-Y.....	112
Tableau IV.7: Valeur de T_1 et T_2 (4.7 /RPA 99B version 2003)	114
Tableau IV.8: Valeur de ξ (4.2 /RPA 99 version 2003).....	114
Tableau IV.9: Valeur de pénalité P_q	115
Tableau IV.10: Coefficient d'accélération de zone A.....	115
Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif.....	115
Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X.....	116
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y.....	117
Tableau IV.14: Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X.....	118
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y.....	118
Tableau V.1: Les exigences de l'RPA 99 version 2003 par rapport à l'armature longitudinale.....	120
Tableau V.2: Calcule Armature Longitudinale à l'EL.....	124
Tableau V.3: Calcule Armature transversale	126
Tableau V.4: Vérification de la condition de non fragilité.....	127
Tableau V.5: Vérification au cisaillement.....	128
Tableau V.6: Vérification de l'adhérence des barres.....	129
Tableau V.7: Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.....	130
Tableau V.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	131
Tableau V.9: vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	132
Tableau V.10: Vérification de la flèche Pour les poutres.....	133
Tableau V.11: Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA..	135
Tableau V.12: Ferrailage des poteaux suivant X-X.....	137

Tableau V.13: Ferrailage des poteaux suivant Y-Y.....	138
Tableau V.14: Détermination des armatures transversales.....	140
Tableau V.15: Détermination des zones nodales.....	140
Tableau V.16: Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	141
Tableau V.17: Vérification de la condition de non fragilité X-X.....	142
Tableau V.18: Vérification de la condition de non fragilité Y-Y.....	142
Tableau V.19: Vérification du cisaillement	143
Tableau V.20: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant X-X...144	144
Tableau V.21: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant Y-Y....145	145
Tableau V.22: Ferrailage des voiles longitudinaux.....	155
Tableau V.23: Ferrailage des voiles transversaux.....	156
Tableau VI.1: Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.....	159
Tableau VI.2: Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.....	160
Tableau VI.3: ferrailage de la dalle de radier.....	172
Tableau VI.4: Vérification de la condition de non fragilité.....	172
Tableau VI.5: Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton.....	173
Tableau VI.6: les chargements uniformes dans le cas des charges trapézoïdales.....	176
Tableau VI.7: les chargements uniformes dans le cas des charges triangulaires.....	176
Tableau VI.8: Tableau récapitulatif des chargements simplifié total à considérer.....	177
Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant à considérer.....	180
Tableau VI.10: Résultats du calcul des armatures.....	180
Tableau VI.11: Résultats des vérifications des contraintes	183
Tableau VII.1: ferrailage de mur plaque.....	186
Tableau VII.2: Vérification de la condition de non fragilité.....	187
Tableau VII.3: Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton.....	188



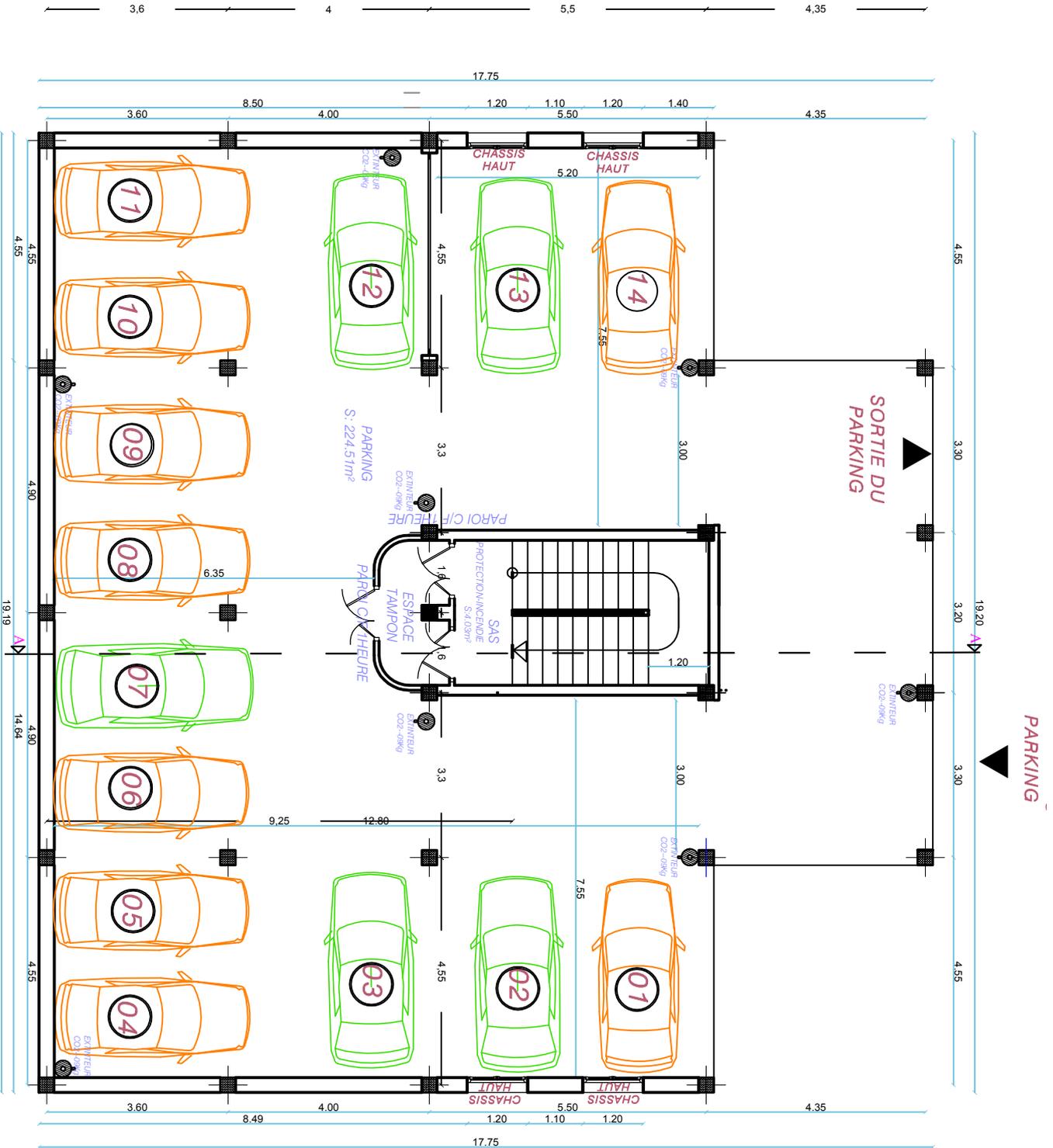
FACADE PRINCIPALE

ECH: 1/50



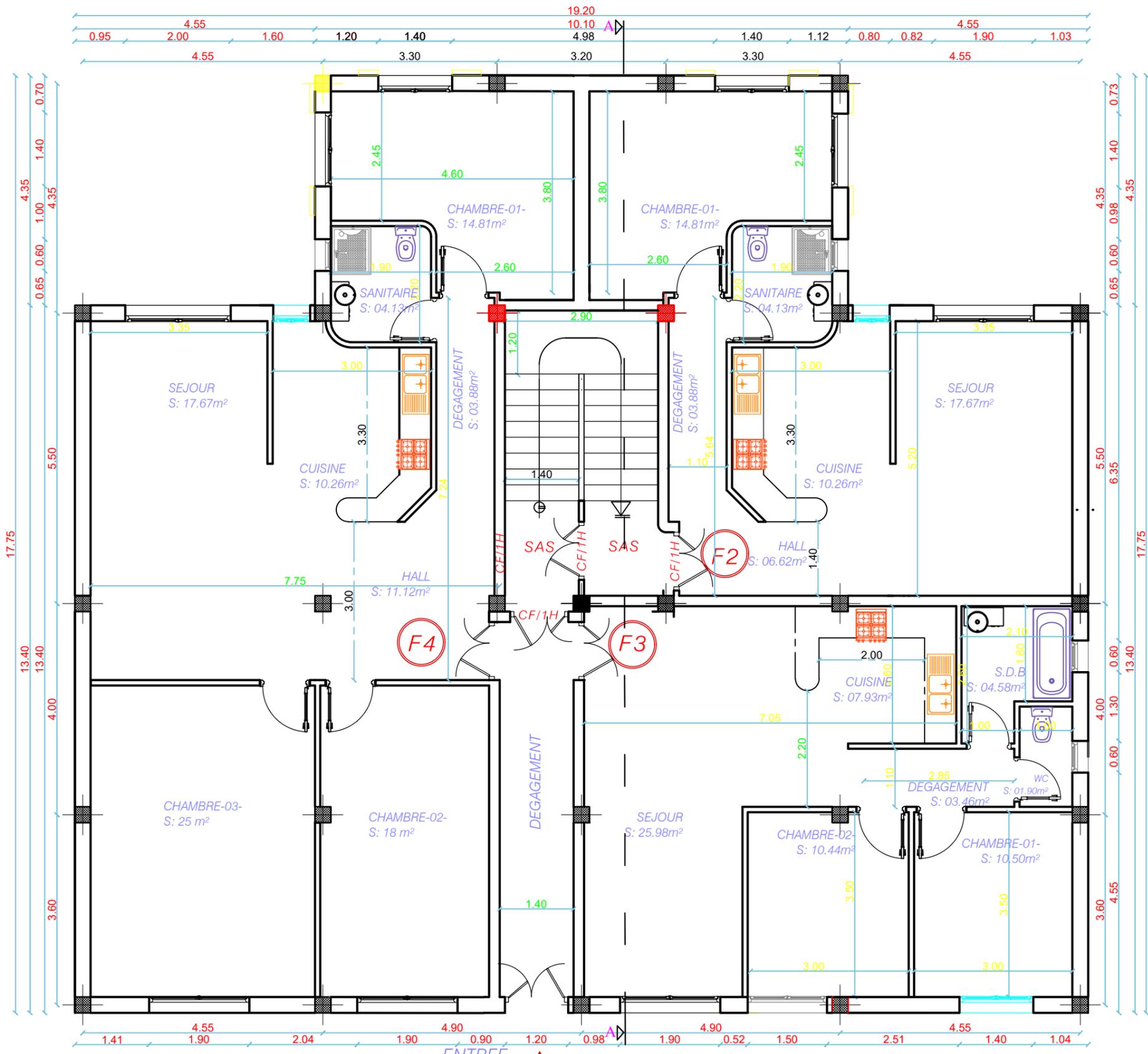
COUPE AA

ECH: 1/50



PLAN DU ENTRE SOL (PARKING)

ECH: 1/50

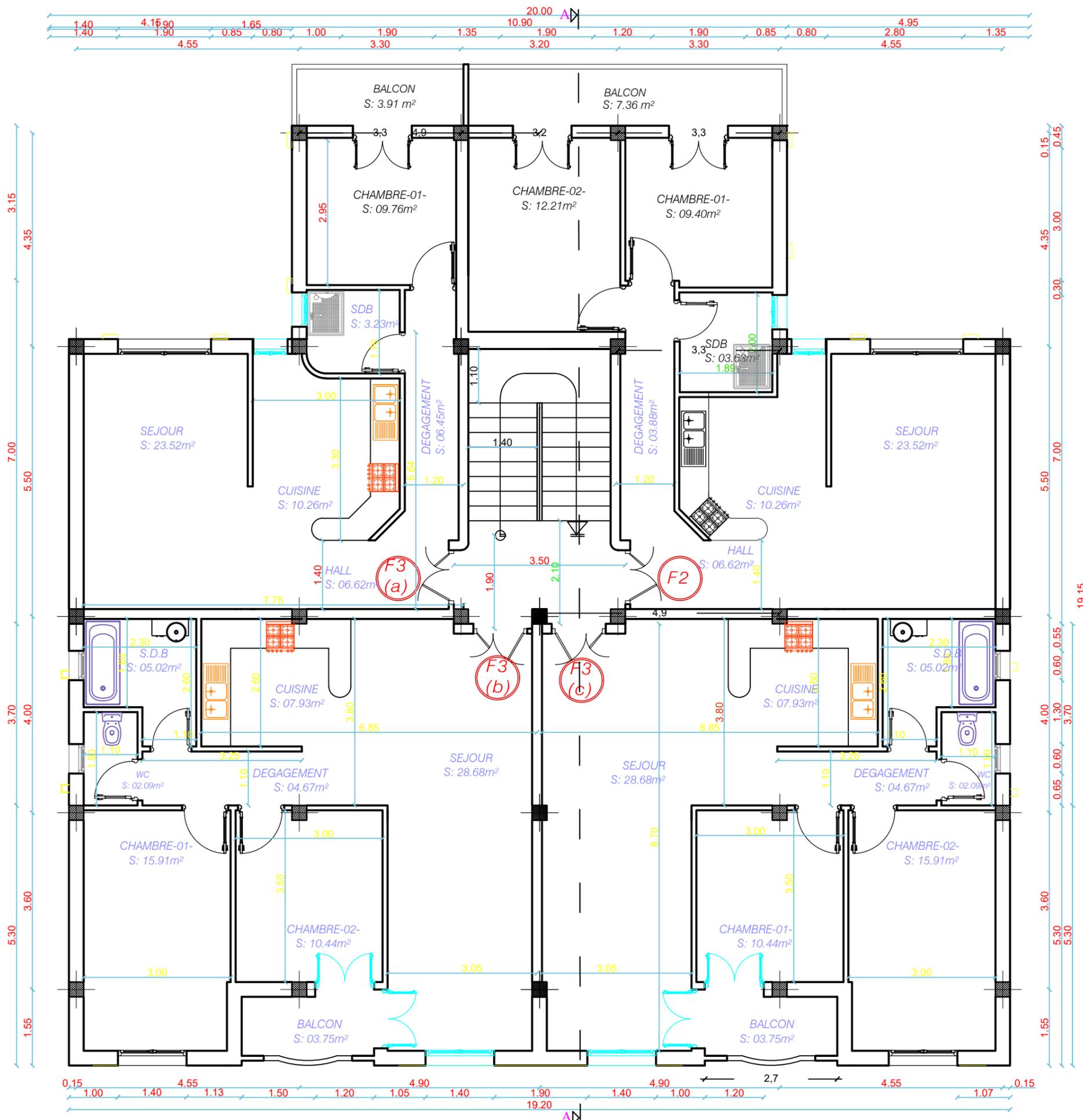


ENTREE PRINCIPALE

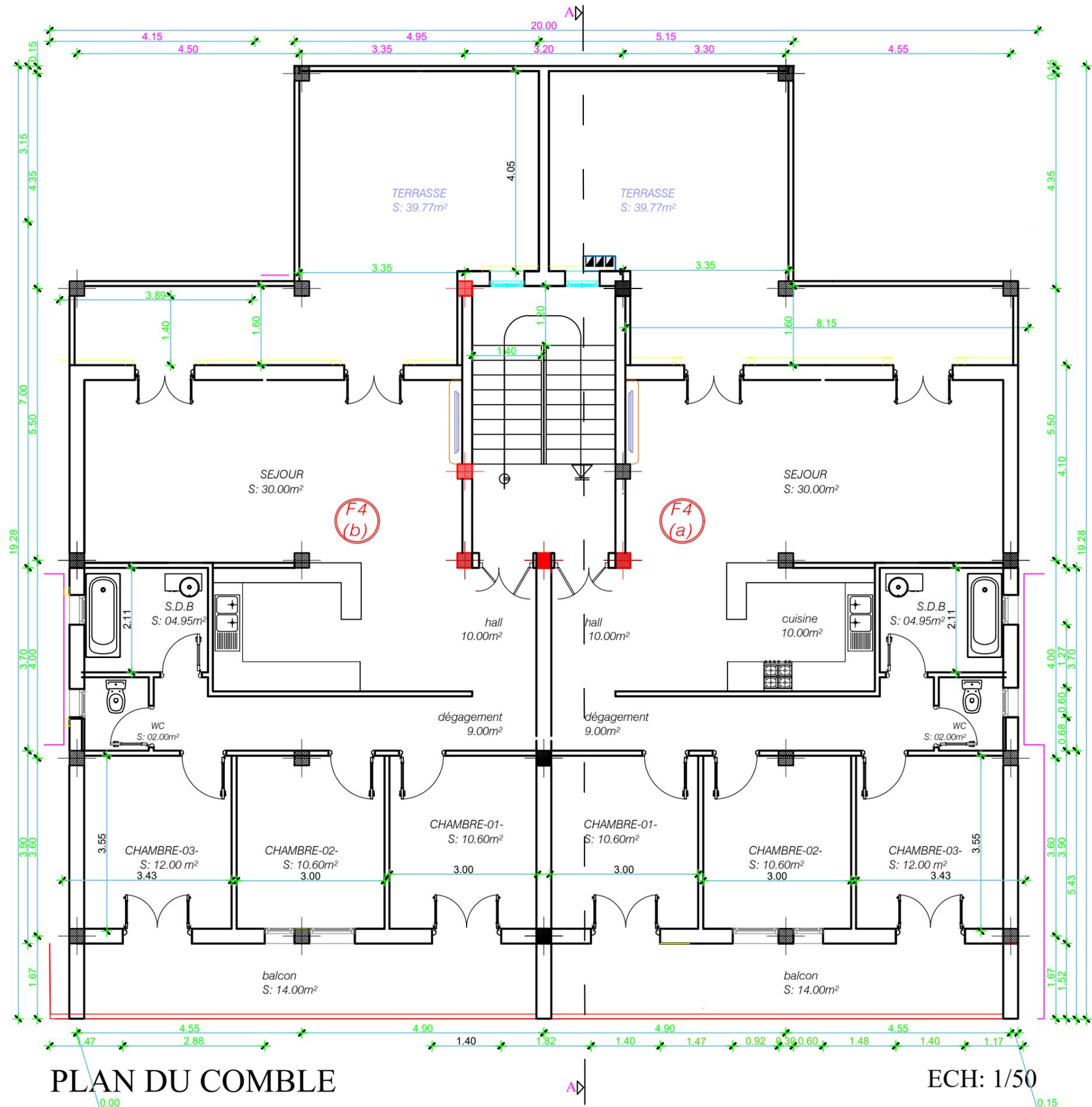


PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

ECH: 1/50

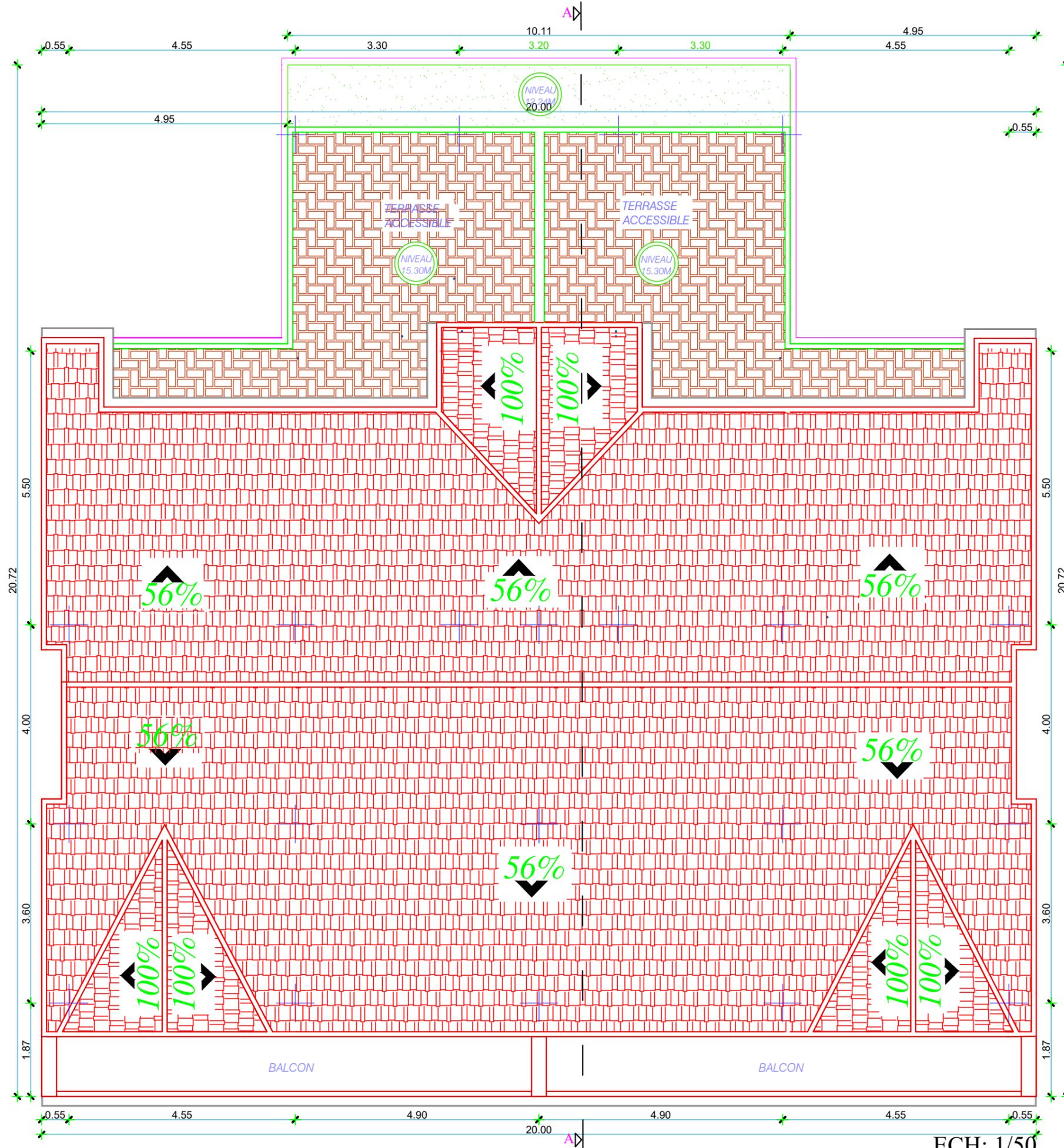


PLAN Courant du 1er au 4ème ETAGE ECH: 1/50



PLAN DU COMBLE

ECH: 1/50



ECH: 1/50

PLAN DE TOITURE

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de ces bâtiments afin d'assurer leur sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99 version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants dans la structure.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé (E-S+R+4+comble +charpente) à ossature mixte, à usage multiple, qui sera implantée à Tizi-Ouzou classer selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone II a) et de groupe d'usage 2.

Le bâtiment est composé de :

- Un entre-sol à usage de parking.
- Un rez de chaussée à usage habitation.
- Quatre étages courant plus un comble à usage d'habitation.
- Une toiture en tuile.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ✓ Longueur totale du bâtiment : 19,20 m
- ✓ Largeur totale du bâtiment : 17,75
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 25,00 m
- ✓ Hauteur de l'E-S : 3,40 m
- ✓ Hauteur des étages courant : 3,06 m

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1) L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

2) Les planchers :

Le plancher est une paroi horizontale de la structure, il a pour but de séparer deux niveaux successifs du bâtiment.

Il est capable de supporter son poids propre et les charges d'exploitations, et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

Il assure l'isolation thermique et phonique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- planchers à corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalle pleine coulée sur place.

3) L'escalier :

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

4) La toiture:

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de liteaux et de tuiles à emboitements.

5) Maçonnerie :**a) Mur extérieur :**

Ils sont réalisés en double cloison de brique creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne l'isolation thermique .

b) Mur intérieur :

Ils sont réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

6) Les revêtements :

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs de la façade et cage d'escalier.

7) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix de type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes.

I.4.Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ Les sections droites restent droites avant et après déformation.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul des sections.
- ✓ Les efforts tranchants négligés en flexion.
- ✓ On néglige les efforts du second ordre.

I.5. Réglementation utilisée:

Les règlements utilisés sont :

- ✓ les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)
- ✓ les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).
- ✓ les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- ✓ Construction en béton armé (CBA 93).

I.6. Les caractéristiques du sol :

Vu qu'on n'a pas eu le rapport du sol nous avons choisis une contrainte moyenne qui est de 2 bars pour l'étude de ce projet.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A) Béton :

Le béton est un mélange de granulat (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA2003**, elle sera déterminée par les abaques de Dreux Gurriss au laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Le poids volumique du béton est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

- ✓ 350 Kg/m^3 de ciment CPJ CEM-II A 325
- ✓ 400 L de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- ✓ 800L de gravillon $D_g \leq 25 \text{ mm}$
- ✓ 175 L d'eau.

A.1. Résistance du béton :

✓ Résistance à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 28$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.11/ BAEL91 modifié 99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.11/ BAEL91 modifié 99})$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25 MPa car elle est facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

✓ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{en MPa}) \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.12/BAEL91 modifié 99})$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

A.2. Contraintes limites du béton:

A.2.1. Contraintes limites de compression :

✓ **L'Etat limite ultime [ELU] :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.41/ BAEL 91 modifié 99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (courante).

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

θ : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

✓ $\theta = 1$ lorsque $j > 24$ heures

✓ $\theta = 0,9$ lorsque $1 < j < 24$ heures

✓ $\theta = 0,85$ lorsque $j < 1$ heure.

✓ Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

✓ Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.



Fig I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

✓ **L'Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.5.2 /BAEL91 modifié 99})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

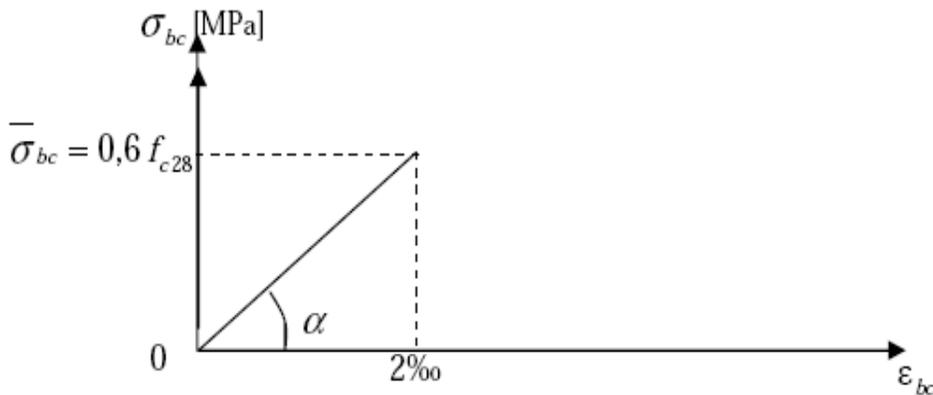


Fig I.2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

A.2.2. La Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d \quad (\text{Art 5.1.1 /BAEL 91 modifié 99})$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section.

b_0 : largeur de l'âme.

$d \approx 0,9h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (FPP)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right]$$

- ✓ **fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (FP et FTP)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right]$$

A.3. Module d'élasticité

- ✓ **Module de déformation instantané ;(Art A.2.1. 21 / BAEL 91 modifié 99)**

Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h :

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

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à j jours (Exprimée en MPa)

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- ✓ **Module de déformation différé : (Art A.2.1 22 / BAEL 91 modifié 99)**

Pour les charges de longue durée d'application :

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

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à j jours (Exprimée en MPa)

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

- ✓ **Module d'élasticité transversal : (Art A.2.1. 3 /BAEL 91modifié 99)**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

✓ **Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3/BAEL91 modifié 99)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

La valeur de ν égale a :

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

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

B. Les Aciers :

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

Dans notre projet, nous aurons utilisé deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration n	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS) TL 520 ($\phi < 6$)	TS	520	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers

B.2. Module d'élasticité :(Art A.2.2.1 / BAEL91 modifié 99)

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

B.3. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.4. Les contraintes dans les aciers :

✓ Limite élasticité de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par : **(Art A 4.3.2/ BAEL91 modifié 99)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

✓ Limite élastique de l'acier à l'ELS :

➤ **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire, $\sigma_s \leq f_e$

➤ **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{En (MPa)} \dots \dots \text{(Art A.4.5.33 / BAEL91 modifié 99)}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{En (MPa)} \quad \dots \dots \text{(Art A.4.5.34 / BAEL91 modifié 99)}$$

Avec : η : Coefficient de fissuration
 $\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,3$: pour les hautes adhérences (HA) $\Phi < 6\text{mm}$

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA) $\Phi \geq 6\text{mm}$

B.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier : (Art A.2.2.2/BAEL 91 modifié 99)

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effet de traction jusqu'à la rupture. Le diagramme contrainte – déformations est conventionnellement défini ci-après :

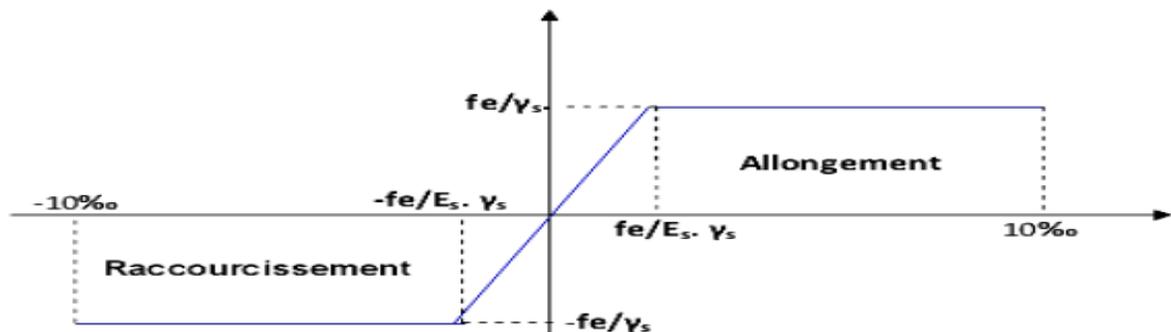


Figure I.3 : Diagramme contrainte -déformation de l'acier

B.6. Protection d'armatures : (Art A.7.2.4 / BAEL 91 modifié 99)

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

- **C ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un

pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles...etc.) Ces dimensions sont choisies selon les exigences règlementaires du **L’RPA 99 version 2003 et BAEL91/99** afin d’assurer la stabilité et la résistance de l’ouvrage.

II.1 Pré dimensionnement des planchers:

II.1.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est une paroi horizontale de la construction séparant deux niveaux d’un bâtiment, Il est constitué de corps creux et d’une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite Portée.

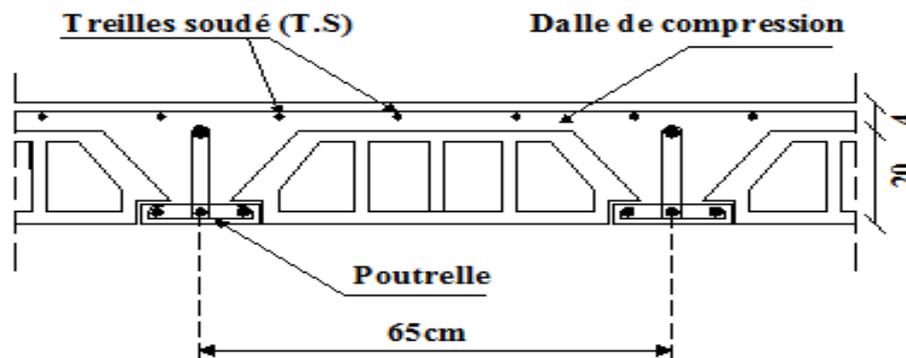


Fig.II.1: Coupe d'un plancher en corps creux.

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

$$h_t \geq \frac{465}{22,5} = 20,67 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 24 \text{ cm}$

On adopte un plancher de type (20+4). composé d'un corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.1.2. La dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur des dalles pleines sont déterminées à partir des conditions suivantes :

1) Condition de flexion :

Cas d'une dalle travaille dans un sens : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$ $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

Cas d'une dalle travaille dans deux sens : $0,4 < \alpha < 1$ $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

2) Résistance au feu

- ✓ $e_p = 7 \text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.
- ✓ $e_p = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.
- ✓ $e_p = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre heures de résistance au feu.

e_p : épaisseur de la dalle pleine

On opte : $e = 20 \text{ cm}$.

II.2. Les poutres :

Les dimensions des poutres sont déterminées en fonction de leurs portées. Elles sont données par référence au BAEL 91 révisées 99 comme suit :

$$\text{Hauteur } h : \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

b : La largeur de la poutre.

h : la hauteur totale de la poutre.

Selon (Art 7.5.1/ RPA 99 V 2003) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{La hauteur: } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2.1. Les poutres principales :➤ **Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \implies 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 45 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \implies 18 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 35 \text{ cm}$$

II.2.2. Les poutres secondaires :➤ **Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10} \implies 31 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

II.2.3. Les poutres de la toiture :✓ **Poutre secondaire :**➤ **Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \implies 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \implies 14 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

✓ **Poutre incliné :**➤ **Hauteur h:**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{608}{15} \leq h \leq \frac{608}{10} \implies 40,53 \text{ cm} \leq h \leq 60,8 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 45 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \implies 18 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 35 \text{ cm}$$

❖ Vérification des exigences de l'RPA 99 version 2003 :

Conditions	Plancher corps creux		La charpente		observation
	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres incliné	Poutres secondaires	
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	35	35	Condition vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	45	30	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	1,28	1,33	1,28	1,167	Condition vérifiée

Tableau II.1 : section des poutres

Enfin, les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :

- ✓ Poutres principales : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres incliné : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

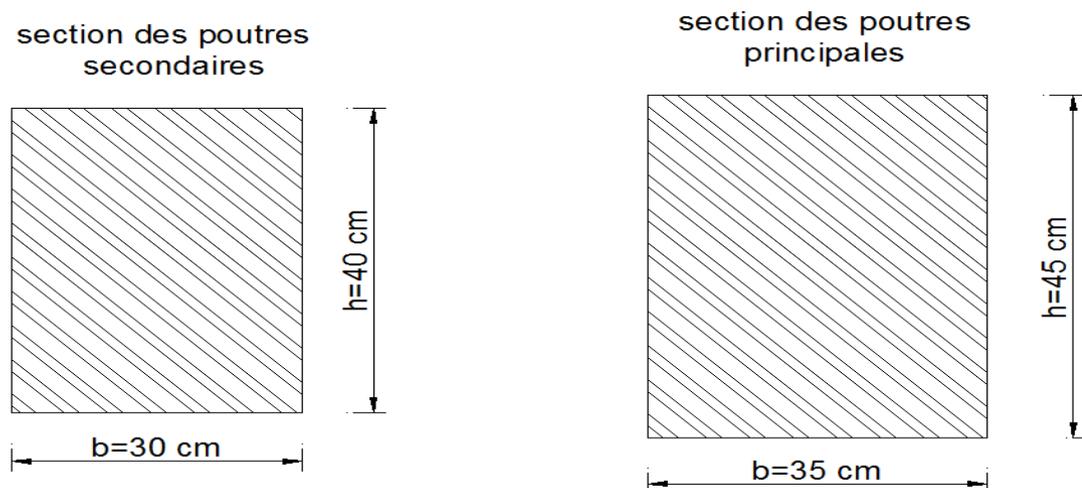


Fig.II.2: section des poutres

II.3. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ($l_{\min} \geq 4a$).

Avec : L_{\min} : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

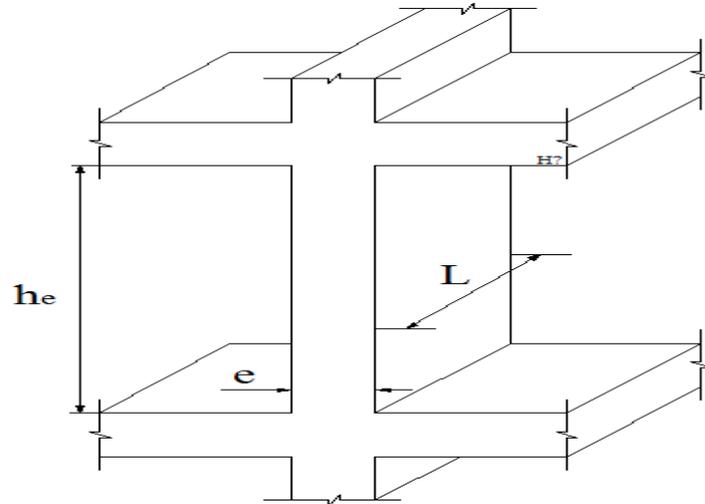


Fig.II.3 : Coupe d'un voile en élévation

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

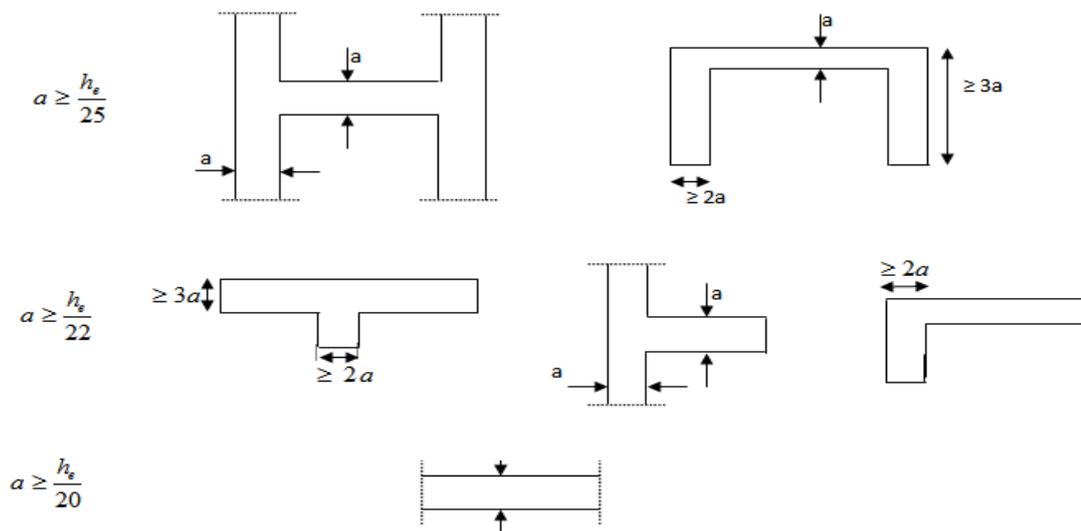


Fig. II.4 : Coupe de voiles en plan

La hauteur la plus grand se trouve au sous-sol qui est de 3,40 m

Donc : $h_e = 340 - 45 = 295$ cm

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{295}{20} = 14,75 \text{ cm}$$

Et : $e = \frac{he}{22} = \frac{295}{22} = 13,41 \text{ cm}$

Finalement, l'épaisseur adoptée pour les voiles est de : 20 cm.

✓ **Vérification des exigences du RPA: (Art 7.7.1/ RPA 99 V 2003)**

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$L_{min} \geq 4e$ avec : L_{min} : portée (Largeur) minimale des voiles.

On a : $L_{min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \implies L_{min} \geq 80 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée

II.4.Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les Surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

II.4.1.Charges permanentes (G) :

1) Toiture :

N°	Eléments	Angle	G(KN/m ²)
1	Tuiles mécanique à emboîtement (liteaux compris)	29,25	0,52
2	Chevrons et pannes	29,25	0,11
3	Si on a un mur pignon (cloison) e=0,1m		0,9
	$G_t = \sum G_i$		1,53

Tableau .II.2 : Charge permanente de la toiture

2) Plancher d'étage courant:

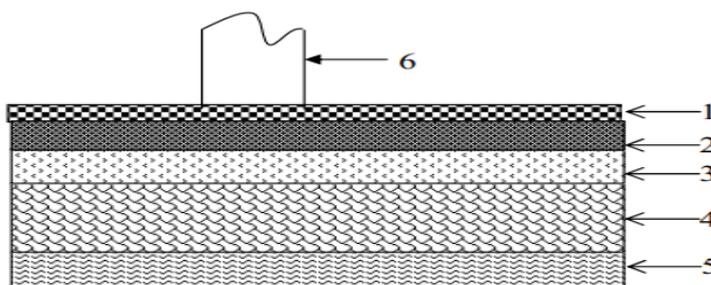


Fig.II.5:Coupe transversale du plancher de l'étage courant

Eléments	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Couche de sable	0,03	18	0,54
4- Dalle en corps creux	0,24	-	3,1
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6-Cloison de séparation	0,1	9	0,9
		$G_t = \sum G_i$	5,58

Tableau .II.3 : Charges permanentes d'étage courant

3) Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

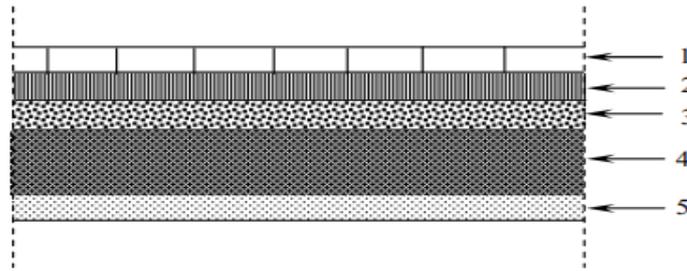


Fig.II.6: Coupe transversale du plancher en dalle pleine

Eléments	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Couche de sable	0,03	18	0,54
4-Dalle pleine en béton armé	0,2	25	5
5-Mortier de ciment	0,02	10	0,2
$G_t = \Sigma G_i$			6,58

Tableau.II.4 : Charges permanentes de la dalle pleine

4) La maçonnerie :

➤ Mur extérieurs :

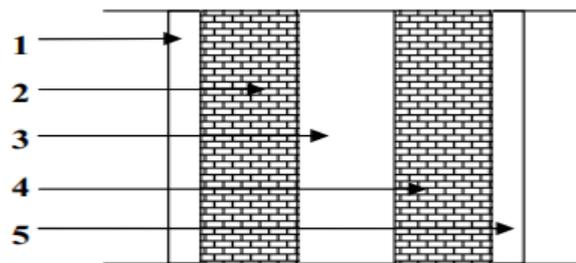


Fig.II.7: Coupe verticale d'un mur

Eléments	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2-Brique creuse	0,1	9	0,9
3-lame d'air	0,05	-	-
4-Brique creuse	0,1	9	0,9
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,2
$G_t = \Sigma G_i$			2,36

Tableau.II.5 : Charges permanentes du mur extérieur

➤ Mur intérieurs :

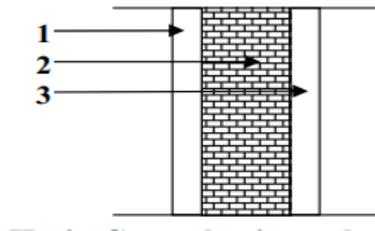


Fig.II.8: Coupe horizontale du mur intérieur

Eléments	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit plâtre	0,02	10	0,2
2-Brique creuse	0,1	9	0,9
3-Enduit plâtre	0,02	10	0,2
$G_i = \sum G_i$			1,3

Tableau.II.6 : Charges permanentes du mur intérieur

II.4.2.Charges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher terrasse accessible	1,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

Tableau.II.7 : surcharges d'exploitation

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une décente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante $(b, h) \geq 25$ cm.

On prévoit une section de (25×25) cm².

La section du poteau le plus sollicité est donné comme suit : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

N_s : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

II.5.1. Descente de charges :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre et poteau et voile) appelée surface d'influence.

1) La Surface d'influence du plancher courant revenant au poteau le plus sollicité :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C2). La surface qui lui revient vaut :

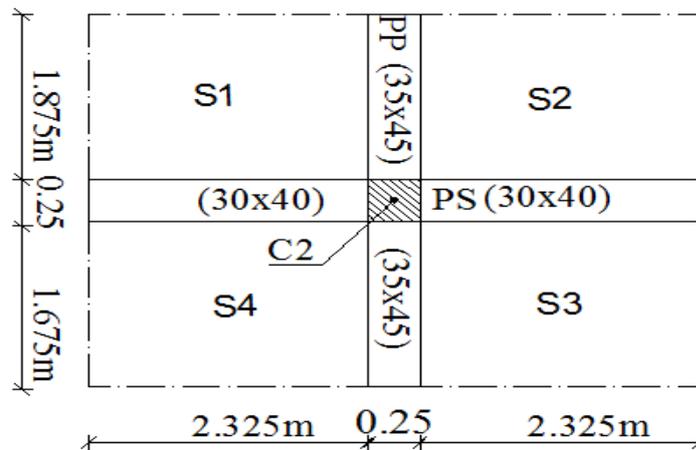


Fig.II.9: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2)

$$S_T=S_1+S_2+S_3+S_4$$

$$S_1=1,875 \times 2,325=4,36 \text{ m}^2$$

$$S_2=1,875 \times 2,325=4,36 \text{ m}^2$$

$$S_3=1,675 \times 2,325=3,9 \text{ m}^2$$

$$S_4=1,675 \times 2,325=3,9 \text{ m}^2$$

$$S_T=4,36+4,36+3,9+3,9=16,52 \text{ m}^2$$

2) surface horizontale de la toiture revenant au Poteau :

Le calcul des angles d'inclinaisons se fait comme suit :

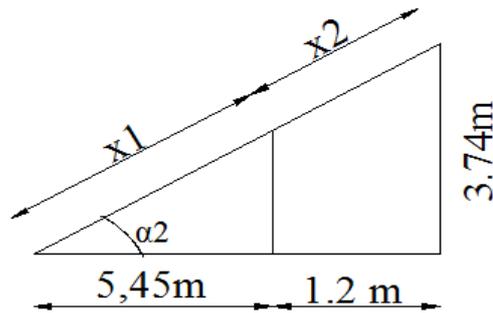


Fig.II.10: Coupe verticale de la charpente

calcul de α_2 :

$$\tan \alpha_2 = \frac{3,74}{5,45+1,20} = 0,56$$

$$\text{d'où : } \alpha_2 = 29,25^\circ$$

calcul de x_1 et x_2 :

$$\cos \alpha_2 = \frac{L_1}{x_1} \Rightarrow x_1 = \frac{L_1}{\cos \alpha_2} = \frac{5,45}{\cos 29,25} = 6,24 \text{ m}$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{L_2}{x_2} \Rightarrow x_2 = \frac{L_2}{\cos \alpha_2} = \frac{1,20}{\cos 29,25} = 1,37 \text{ m}$$

La surface de la toiture inclinée S_t :

$$S_t = \frac{x_1}{2} \times 4,90 + \frac{x_2}{2} \times 4,90 = 15,31 + 3,36 = 18,67 \text{ m}^2$$

II.5.2. Calcule des poids propre des éléments :

➤ La toiture :

$$P_{\text{toiture}} = G_t \times S_t = 1,53 \times 18,67 = 28,56 \text{ KN}$$

➤ Le plancher d'étage courant :

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_t = 5,58 \times 16,52 = 92,18 \text{ KN}$$

- Les poutres :

Les Poutres principales : $P_{PP}=0,45 \times 0,35 \times 5,25 \times 25= 20,67 \text{ KN}$

Les Poutres secondaires : $P_{PS}=0,3 \times 0,4 \times 4,65 \times 25=13,95 \text{ KN}$

Les Poutres incliné de la toiture : $P_{toit}= (3,81 \times 0,35 \times 0,45 \times 25) \times \cos 29,25 =13,08 \text{ KN}$

Poutre secondaire toiture : $P_{toit}= 0,3 \times 0,35 \times 4,65 \times 25=12,20 \text{ KN}$

- Les poteaux :

Poteau de la toiture : $P_{pot \text{ toiture}}=0,25 \times 0,25 \times 5,12 \times 25= 8 \text{ KN}$

Poteau de RDC et étage courant : $P_{pot \text{ RDC et étage courant}}=0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25=4,78 \text{ KN}$

Poteau de sous-sol : $P_{pot \text{ sous-sol}}=0,25 \times 0,25 \times 3,4 \times 25=5,31 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

- Toiture : $Q_t=1 \times 18,67= 18,67 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_{ec}=1,5 \times 16,52=24,78 \text{ KN}$
- Plancher de dernière étage : $Q_{ec}=1 \times 16,52=16,52 \text{ KN}$

II.5.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la structure étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

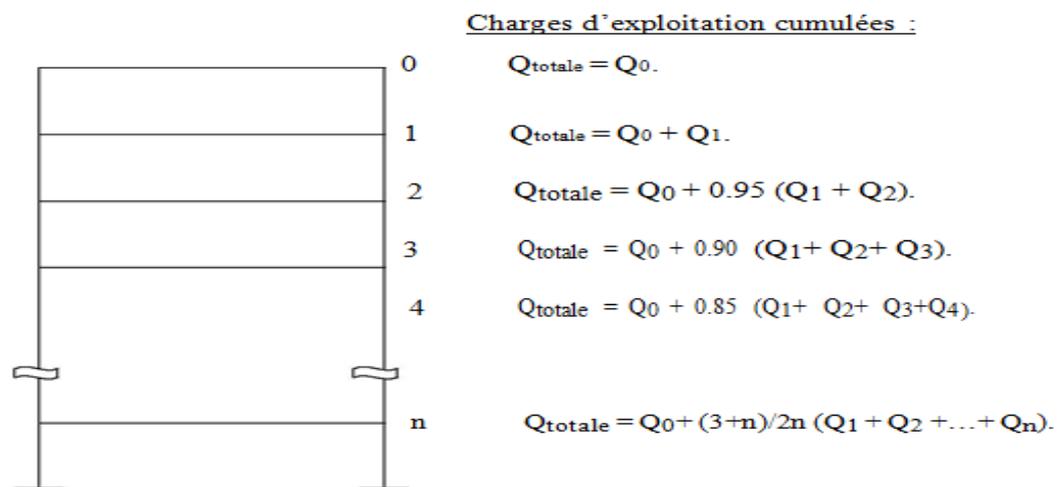


Fig.II.11:Charges d'exploitation cumulées

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i \quad (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

➤ **Coefficient de dégression des surcharges :**

Niveau	Toiture	5	4	3	2	RDC	S-S
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75

Tableau.II.8 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$

7ème (charpente) = $Q_0 = 18,67$ KN

6ème = $Q_0 + Q_1 = 18,67 + 16,52 = 35,20$ KN

5ème = $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 18,67 + 0,95(16,52 + 24,78) = 57,9$ KN

4ème = $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,67 + 0,9(16,52 + 24,78 \times 2) = 78,14$ KN

3ème = $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,67 + 0,85(16,52 + 24,78 \times 3) = 95,90$ KN

2ème = $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,67 + 0,80(16,52 + 24,78 \times 4) = 111,18$ KN

1ème = $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,67 + 0,75(16,52 + 24,78 \times 5) = 123,98$ KN

Etg	Charges permanentes					Charges d'exploitations	Effort normal (KN)	Section du Poteau en cm^2	
	Poids plancher (KN)	Poids Poutre (KN)	Poids poteaux (KN)	Gt (KN)	Gc (KN)			$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adopté (Cm^2)
char	28,560	25,28	8,00	61,840	61,84	18,67	$N = G_c + Q_c$ 80,510	53,673	30×30
ET4	92,180	34,62	4,78	131,580	193,420	35,20	228,620	152,413	35×35
ET3	92,180	34,62	4,78	131,580	325,000	57,90	382,900	255,267	35×35
ET2	92,180	34,62	4,78	131,580	456,580	78,14	534,720	356,480	35×35
ET1	92,180	34,62	4,78	131,580	588,160	95,90	684,060	456,040	40×40
RDC	92,180	34,62	4,78	131,580	719,740	111,118	830,858	553,905	40×40
E-S	92,180	34,62	5,31	132,110	851,850	123,98	975,830	650,553	40×40

Tableau.II.9: Récapitulatif de la décente de charges

II.5.4.Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

Poteaux	Condition exigées par RPA	Valeur calculé	Observation
Poteau 30×30 La toiture	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 25,6$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
Poteau 35×35 2^{ème} jusque au 4^{ème} étage	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
Poteau 40×40 RDC et 1^{er} étage	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
Poteau 40×40 Entre-sol	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 17$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau.II.10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

II.5.5. Vérification au flambement :

Les éléments structuraux tels que les poteaux, sont soumis à des efforts de compression très important alors ils risquent de subir des déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce phénomène on doit limite l'élanement

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

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement $l = 0,7 L_0$; (**article B.8.3.3 / BAEL91 modifié 99**)

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

I : Moment d'inertie du poteau $I = bh^3/12$

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

L_0 : Hauteur libre du poteau $L_0 = h$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b \times h^3 / 12}{b \times h}}} = \sqrt{12} \frac{0,7L_0}{b} = 2,425 \times \frac{L_0}{b}$$

Condition	Niveau	Poteau	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) 10 ³	L ₀ (cm)	l _f (cm)	i (cm)	élanement λ
$\lambda = 2.425 L_0/b$	E-SOL	40×40	1600	213,333	295	206,5	11,55	17,88
$\lambda = 2.425 L_0/b$	RDC et 1 ^{er} étage	40×40	1600	213,333	261	182,7	11,55	15,82
$\lambda = 2.425 L_0/b$	2 ^{ème} et 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	35×35	1225	125,052	261	182,7	10,10	18,08
$\lambda = 2.425 L_0/b$	5 ^{ème} étage	30×30	900	67,5	512	358,4	8,66	41,38

Tableau.II.11 : Vérification au flambement

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

II.5.6. Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.1.3.3 /BAEL91 modifié 99) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition Suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : l'effort normal de calcul exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

✓ **Pour les poteaux (40×40) :**

$$V = \frac{975,83 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,24 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Pour les poteaux (35×35) :**

$$V = \frac{534,72 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,175 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Pour les poteaux (30×30) :**

$$V = \frac{80,51 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,038 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

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

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 24\text{cm} (20+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 20\text{cm}$
Epaisseur des voiles	sous-sol, RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(35 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	E-sol et RDC et 1 ^{er} étages	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	Charpente	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.1.plancher :

Notre structure comporte des planchers en corps creux (20+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Les planchers à corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelée poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 20 cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.1.1.ferraillage de la dalle de compression :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91 (Art B.6.8.423/ BAEL 91 modifié 99) :**

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : entre axes des poutrelles qui sont égale à 65cm

On adoptera $A_{\perp} = 5\phi 5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5\phi 5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200×200) mm² et de diamètre 5mm.

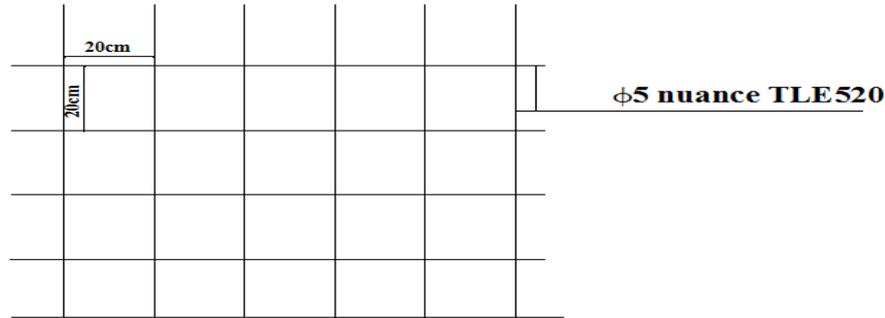


Fig. III.1 : Ferrailage de la dalle de compression

III.1.2. Calcul des poutrelles :**III.1.2.1. Avant coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales.

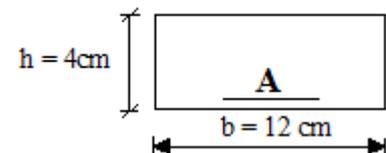
Elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 100Kg.

Charge permanente :

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml

Poids de corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62$ KN/ml

$G_t = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74$ KN/ml

**Surcharge d'exploitation :**

Poids de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml

➤ Combinaison de charge à l'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5$ KN/ml

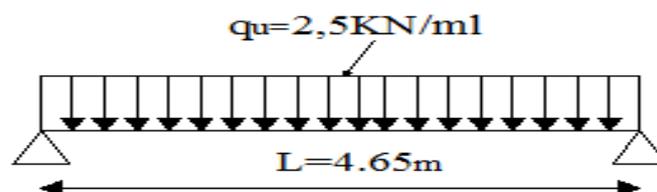


Fig. III.3 : Schéma statique de la poutrelle

➤ **Moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,65)^2}{8} = 6,75 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,65}{2} = 5,812 \text{ KN}$$

➤ **Calcul d'armatures :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,76 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 9,91$$

$$\mu = 9,91 > \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section doublement Armée.}$$

Conclusion:

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des étaiit intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

III.1.2.2. Apres coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en T. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers.

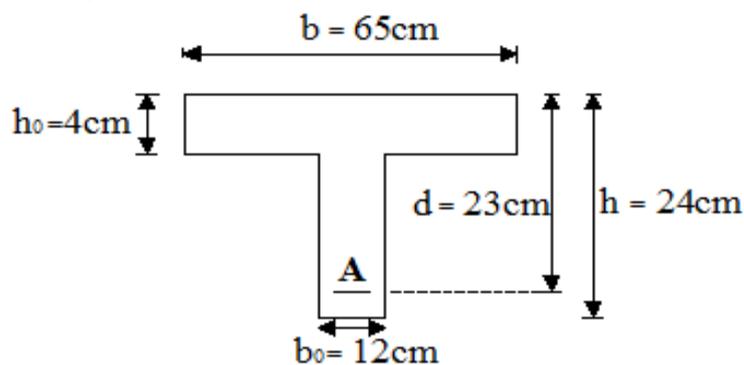


Fig. III.4 : Dimension de la section en T ϵ

$h = 20+4 = 24$ cm (hauteur de la section)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 22$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

➤ **Charge et surcharge :**

Poids de plancher : $G = 5,58 \times 0,65 = 3,627$ KN /ml

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml

➤ **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,627) + 1,5(0,975) = 6,358$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 3,627 + 0,975 = 4,602$ KN/ml

➤ **Choix de la méthode de calcul :** (méthode forfaitaire)

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

A) Domain d'application de la méthode forfaitaire :

Condition d'application de la méthode forfaitaire (**Art B.6.2.2.10/BAEL91 révisées 99**) :

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 .

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

$$Q = 0,975 \leq \max \{7,254 ; 5\} = 7,254 \text{ KN / ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées \Longrightarrow Condition vérifiée

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.65} = 0.92 \leq 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.65}{4.65} = 1.074 \leq 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.65}{4.3} = 0.90 \leq 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Longrightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

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

B) Exposé de la méthode :

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante. $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui gauche

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui droite

M_t : La valeur maximale du moment dans la travée considérée, où :

Les valeurs de M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max [1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad , \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad , \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

➤ **Etude de quatre travées :**

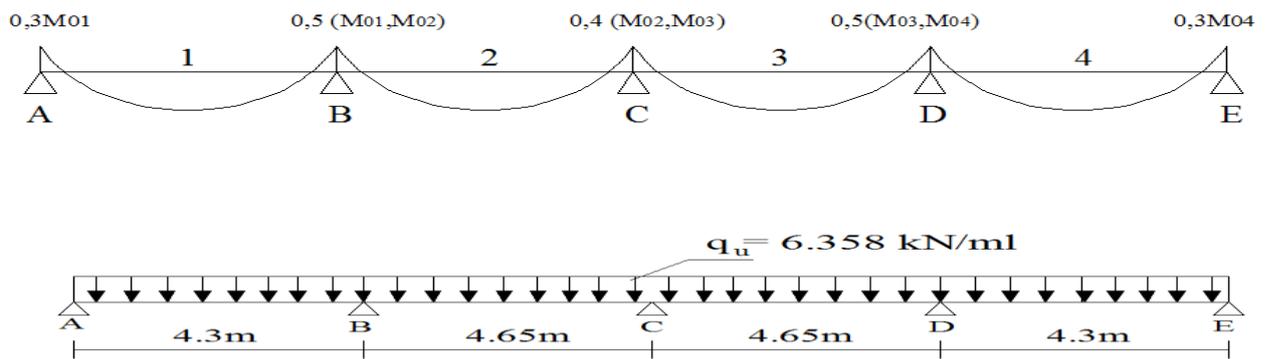


Fig.III.5 : Schéma de chargement de la poutrelle continue

C) Application de la méthode :

❖ **A L'ELU :**

1) Calcul de rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,627} = 0,212 \quad ; \quad 0 < \alpha = 0,212 < \frac{2}{3} = 0,666$$

$$\alpha = 0,212 \Rightarrow \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = 0,532 \quad ; \quad \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = 0,632 \quad 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,212 = 1,064$$

2) Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{04} = \frac{6,358 \times 4,3^2}{8} = 14,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{6,358 \times 4,65^2}{8} = 17,18 \text{ KN.m}$$

3) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 14,69 = 4,41 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_A = M_E = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 17,18 = 8,59 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_B = M_D = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 17,18 = 6,87 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_C = 6,87 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des moments en travées :**✓ Travée de rive AB et DE :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_{01} ; 1,05M_{01}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3 \times 0,212) \times 14,69 ; 1,05(14,69)\} - \frac{4,41 + 8,59}{2} \longrightarrow M_t \geq 9,07 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,212)}{2} \times 14,69 \longrightarrow M_t \geq 9,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{t\text{ AB}} = M_{t\text{ DE}} = 9,28 \text{ KN.m}$

✓ Travée intermédiaire BC et CD :

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_{02} ; 1,05M_{02}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3(0,212) \times 17,18 ; 1,05(17,18)\} - \frac{8,59 + 6,87}{2} \longrightarrow M_t \geq 10,48 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,212)}{2} \times 17,18 \longrightarrow M_t \geq 9,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{t\text{ BC}} = M_{t\text{ CD}} = 10,48 \text{ KN.m}$

5) Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{cases}$$

T_w ; T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

✓ Travée de rive AB:

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-8.59 + 4.41}{4.3} = \mathbf{12,7 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-8.59 + 4.41}{4.3} = \mathbf{-14,64 \text{ KN.}}$$

✓ Travée intermédiaire BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-6.87 + 8.59}{4.65} = \mathbf{15,15 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-6.87 + 8.59}{4.65} = \mathbf{-14,41 \text{ KN.}}$$

✓ Travée intermédiaire CD:

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-8.59 + 6.87}{4.65} = \mathbf{14,41 \text{ KN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-8.59 + 6.87}{4.65} = \mathbf{-15,15 \text{ KN.}}$$

✓ Travée intermédiaire DE:

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-4.41 + 8.59}{4.3} = \mathbf{14,64 \text{ KN.}}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-4.41 + 8.59}{4.3} = \mathbf{-12,7 \text{ KN.}}$$

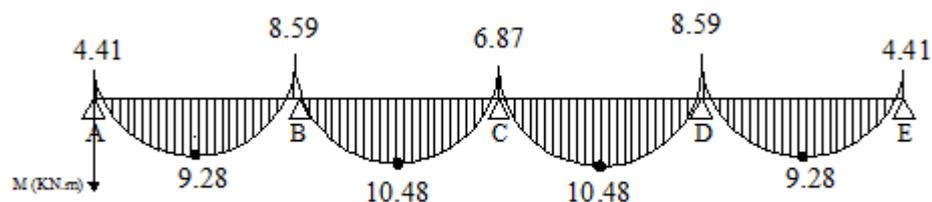


Fig. III.6: Diagramme des moments fléchissant

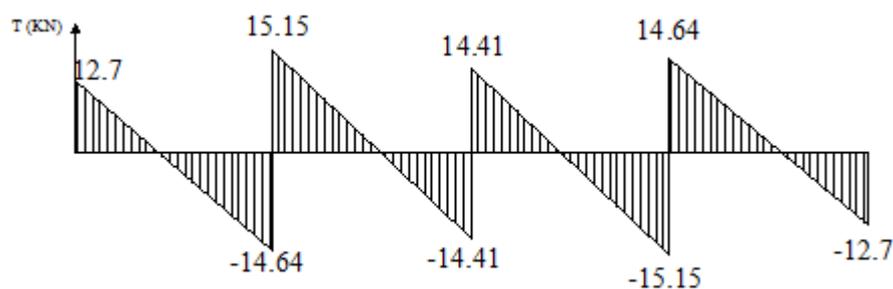
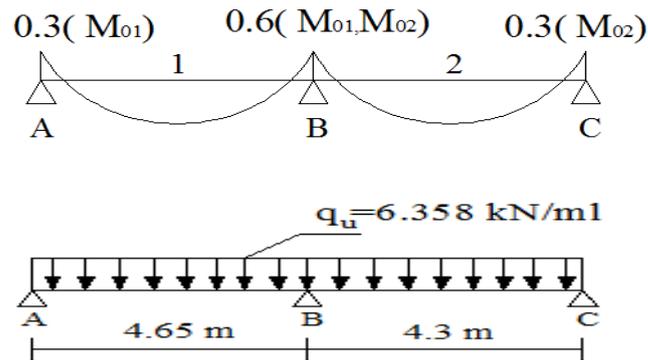


Fig. III.7 : Diagramme des efforts tranchant

Etude de deux travées :**Fig. III.8 :** Schéma de chargement de la poutrelle continue**1) Calcul de rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,627} = 0,212 \quad ; \quad 0 < \alpha = 0,212 < \frac{2}{3} = 0,666$$

$$\alpha = 0,212 \Rightarrow \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = 0,532 \quad ; \quad \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = 0,632$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,212 = 1,064$$

2) Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{6,358 \times 4,65^2}{8} = 17,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,358 \times 4,3^2}{8} = 14,69 \text{ KN.m}$$

3) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 17,18 = 5,15 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 17,18 = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 14,69 = 4,41 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des moments en travées :

✓ Travée de rive AB :

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_{01} ; 1,05M_{01}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3 \times 0,212) \times 17,18 ; 1,05(17,18)\} - \frac{5,15 + 10,31}{2} \longrightarrow M_t \geq 10,55 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3(0,212)}{2} \times 17,18 \longrightarrow M_t \geq 10,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{tAB} = 10,86 \text{ KN}$.

✓ Travée de rive BC :

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_{02} ; 1,05M_{02}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1 + 0,3 \times 0,212) \times 14,69 ; 1,05(14,69)\} - \frac{4,41 + 10,31}{2} \longrightarrow M_t \geq 8,27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3(0,212)}{2} \times 14,69 \longrightarrow M_t \geq 9,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{tBC} = 9,28 \text{ KN.m}$

5) Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{cases}$$

T_w ; T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

✓ Travée de rive AB:

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-10.31 + 5.15}{4.65} = \mathbf{13,67 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.358 \times \frac{4.65}{2} + \frac{-10.31 + 5.15}{4.65} = \mathbf{-15,88 \text{ KN.}}$$

✓ Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-4.41 + 10.31}{4.3} = \mathbf{15,05 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-4.41 + 10.31}{4.3} = \mathbf{-12,3 \text{ KN.}}$$

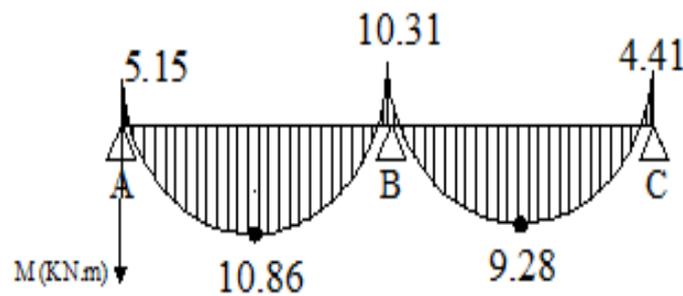


Fig. III.9 : Diagramme des moments fléchissant

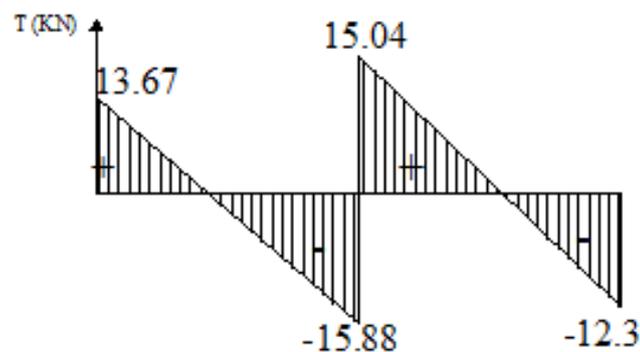


Fig. III.10 : Diagramme des efforts tranchant

❖ **Méthode des trois moments :**

✓ **Exposition de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de Longueurs respectives et chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{(i-1)}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)}L_{(i+1)} = -6EI(w_i^g + w_i^d)$$

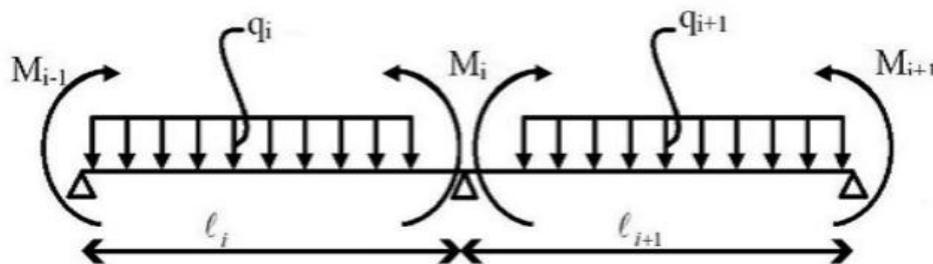


Fig. III.11 : Schéma de calcul par la méthode des trois moments

➤ **En travée :**

✓ **Le moment fléchissant :** $M(x) = \frac{q \times l}{2} \times x - \frac{q \times x^2}{2} + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l}$

✓ **L'effort tranchant :** $T(x) = \frac{q \times l}{2} - q \times x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

❖ **Etude de deux travées :**

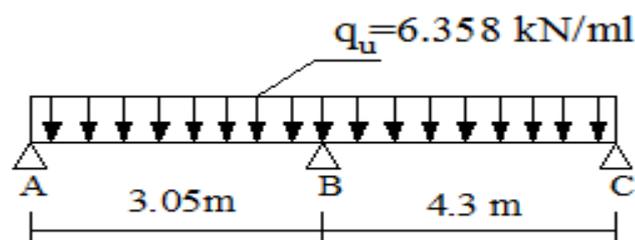


Fig. III.12 : Schéma de chargement de la poutrelle continue

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,627) + 1,5(0,975) = 6,358 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3,627 + 0,975 = 4,602 \text{ KN/ml}$$

❖ **A L'ELU :**

1) **Calcul des moments sur appuis :**

$$\text{Pour } i=1 : 6,1M_1 + 3,05M_2 = -45,10 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Pour } i=2 : 3,05M_1 + 14,7M_2 + 4,3M_3 = -171,48 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Pour } i=3 : 4,3M_2 + 8,6M_3 = -126,36 \dots\dots\dots (3)$$

Après résolution de la matrice on a trouvé les résultats suivants :

$$M_1 = 3,5 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 10,8 \text{ KN.m}$$

2) **Calcul des moments travée :**

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

$$\text{Avec : } x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

La travée	L (m)	Qu (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X(m)	M _{MAX} (KN.m)
AB	3,05	6,358	3,5	7,78	1,3	1,93
BC	4,3	6,358	7,78	10,8	2,04	5,43

Tableau récapitulatif III.1 : Effort interne a ELU 3^{em} cas

3) **Calcul des efforts tranchants :**

✓ **Travée AB:**

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,358 \times \frac{3,05}{2} + \frac{-7,78 + 3,5}{3,05} = \mathbf{8,29 \text{ KN}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,358 \times \frac{3,05}{2} + \frac{-7,78 + 3,5}{3,05} = \mathbf{-11,10 \text{ KN}}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-10.8 + 7.78}{4.3} = 12.96 \text{ KN.}$$

$$T_C = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.358 \times \frac{4.3}{2} + \frac{-10.8 + 7.78}{4.3} = 14.37 \text{ KN.}$$

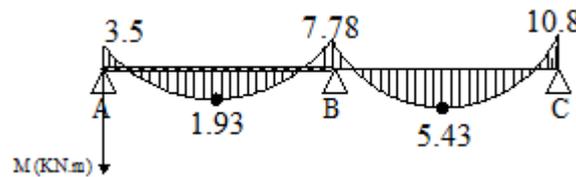


Fig. III.13 : Diagramme des moments fléchissant

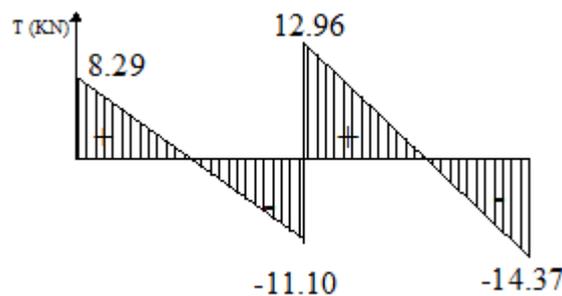


Fig. III.14 : Diagramme des efforts tranchant

III.1.3. Ferrailage de la poutrelle à L'ELU:

La poutrelle sera ferrillée à l'ELU et se vérifie à l'ELS sous le moment max, en travées et sur appuis.

➤ En travée : ($M_{t \max} = 10,86 \text{ KN.m}$)

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression :

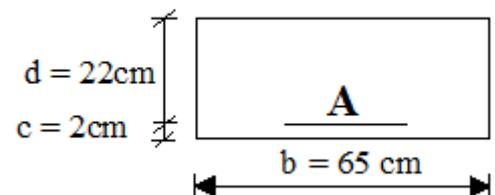


Fig. III.15 : Coupe schématique de la poutrelle en travées

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times (0,22 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 10,86 \text{ KN.m} < M_{tab} = 73,84 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression ; le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) = (65cm, 24 cm).

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,86 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,024 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,86 \times 10^5}{0,988 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :** ($M_{\max}^a = 10,80 \text{ KN.m}$)

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une

section rectangulaire ($b_0 \times h$) = $(12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,8 \times 10^6}{120 \times 220^2 \times 14,2} = 0,131$$

$$\mu = 0,131 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,131 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,930$$

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,8 \times 10^5}{0,930 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}10 = 1,52 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :** (Art A.7.22 /BAEL 91 révisées 99)

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par :

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

$$\phi_t = \min \left(\frac{24}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right) = 0,68 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2 \text{ HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul d'espacement :** (Art. A.5.1.22/ BAEL 91 révisées 99)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 22 ; 40\text{cm}) = \min(19,8 ; 40)$$

soit $S_t = 15 \text{ cm}$ entre cadre

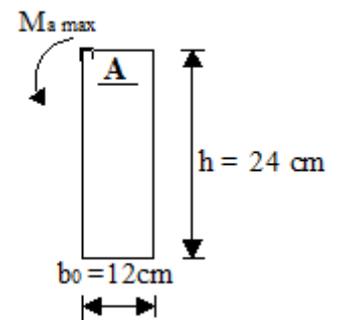


Fig. III.16 : Coupe schématique

de la poutrelle (appuis)

III.1.4. Vérification à l'ELU :✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A .4.2.1 /BAEL 91 révisées 99)**➤ **En travée :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,36 > 1,73 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1,52 > 0,32 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de cisaillement : (Art .A5.1.1/BAEL 91 révisées 99)**

On doit vérifiée que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 15,88 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul de contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

❖ **Calcul de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15,88 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,60 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc y'a pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art.A.6.1.3/BAEL 91 révisées 99)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,88 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 94,2} = 0,85 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Ancrage des barres (Art.A.6.1.221/BAEL 91 révisées 99)**

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.

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

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 35 \times \phi = 35 \times 10 = 35 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à :

$$L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

On opte $L_c = 15 \text{ cm}$.

III.1.5. Vérifications à l'ELS :

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

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,358 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,602 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,602}{6,358} = 0,723$$

✓ 1^{ère} cas :

Travée	AB	BC	CD	DE
longueur (m)	4,3	4,65	4,65	4,3
M_w (KN.m)	2,97	6,2	4,97	6,2
M_e (KN.m)	6,2	4,97	6,2	2,97
T_w (KN)	9,18	10,95	10,42	9,64
T_e (KN)	-9,64	-10,42	-10,95	-9,18
$M_{t\max}$ (KN.m)	6,71	7,58	7,58 </td <td>6,71</td>	6,71

Tableau récapitulatif III.2: Effort interne a ELS 1^{ère} cas

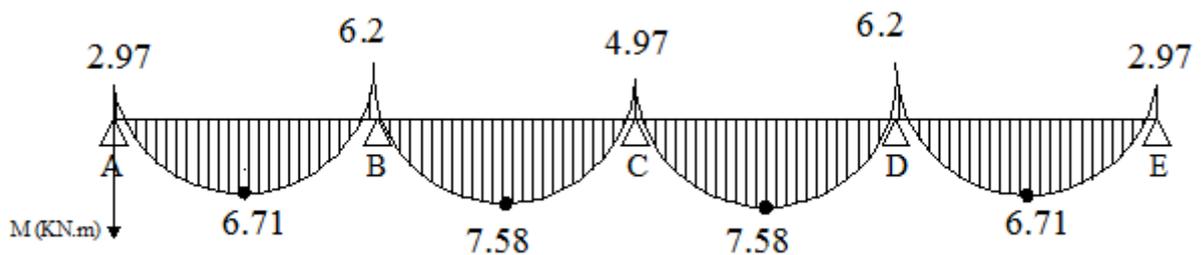


Fig. III.17 : Diagramme des moments fléchissant

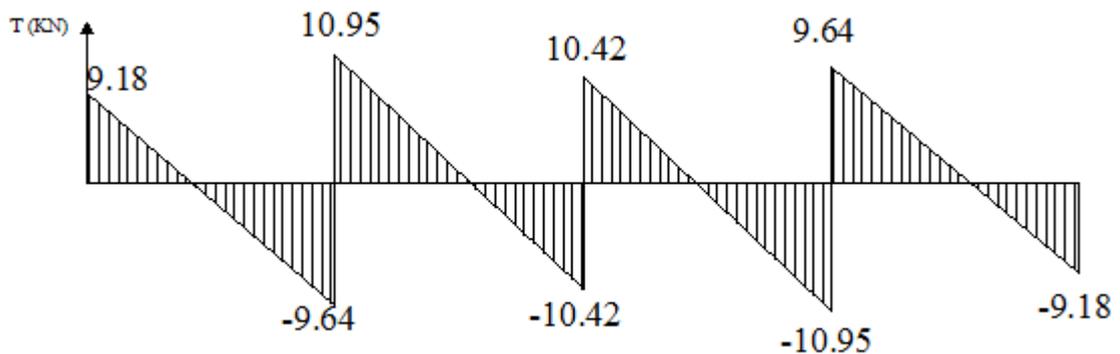


Fig.III.18 : Diagramme des efforts tranchant

✓ 2^{ème} cas :

Travée	AB	BC
longueur (m)	4,65	4,3
M_w (KN.m)	3,72	7,45
M_e (KN.m)	7,45	3,19
T_w (KN)	9,88	10,87
T_e (KN)	-11,48	-8,90
$M_{t\max}$ (KN.m)	7,85	6,71

Tableau récapitulatif III.3 : Effort interne a ELS 2^{ème} cas

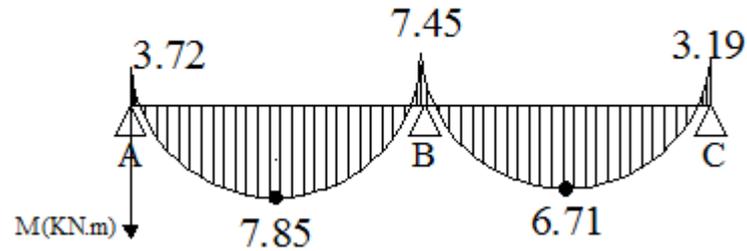


Fig. III.19 : Diagramme des moments fléchissant

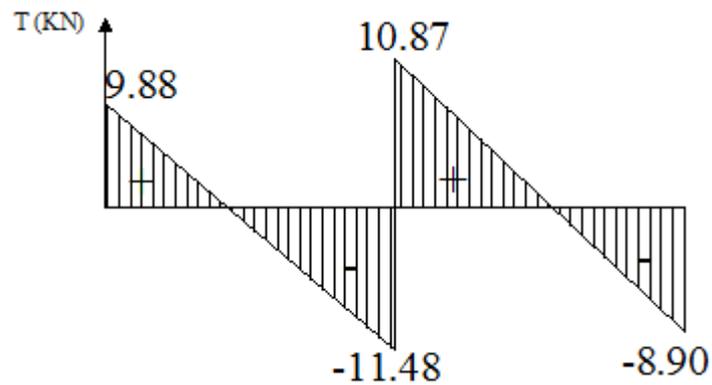


Fig. III.20 : Diagramme des efforts tranchant

✓ 3^{ème} cas :

Travée	AB	BC
longueur (m)	3,05	4,3
M_w (KN.m)	2,53	5,62
M_e (KN.m)	5,62	7,81
T_w (KN)	5,99	9,37
T_e (KN)	-8,02	-10,40
$M_{t \max}$ (KN.m)	1,40	3,92

Tableau récapitulatif III.4 : Effort interne a ELS 3^{ème} cas

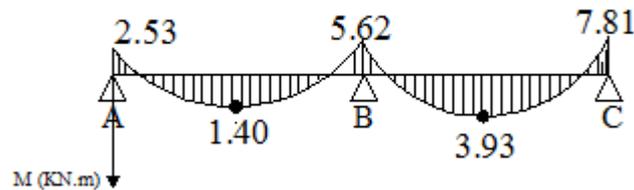


Fig. III.21 : Diagramme des moments fléchissant

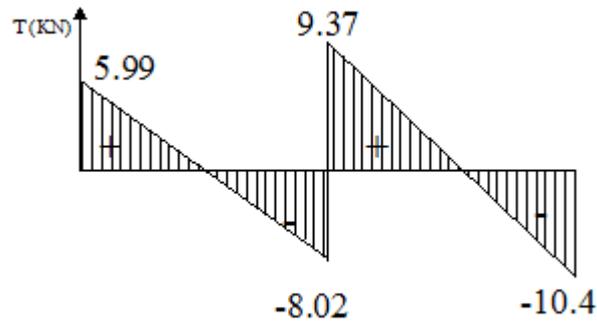


Fig. III.22 : Diagramme des efforts tranchant

1) Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

✓ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,04}{12 \times 19} = 0,89$$

$$\rho = 0,89 \implies \beta = 0,867 \quad K_1 = 22,59$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{7,85 \times 10^6}{0,867 \times 220 \times 2,36 \times 10^2} = 174,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{174,38}{22,59} = 7,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,52}{12 \times 22} = 0,57$$

$$\rho = 0,57 \implies \beta = 0,888 \quad K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{7,81 \times 10^6}{0,888 \times 220 \times 1,52 \times 10^2} = 263 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{263}{29,64} = 8,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32 / BAEL 91 révisées 99)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

3) Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/ BAEL 91 révisées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_S}{15M_0} \quad \frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{24}{465} = 0,052 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{24}{465} = 0,052 \geq \frac{M_S}{15M_0} = \frac{7,85}{15 \times 12,44} = 0,042 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{A_S}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 19} = 0,0089 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.2. L'escalier :

III.2.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte deux type d'escalier en BA, coulé sur place.

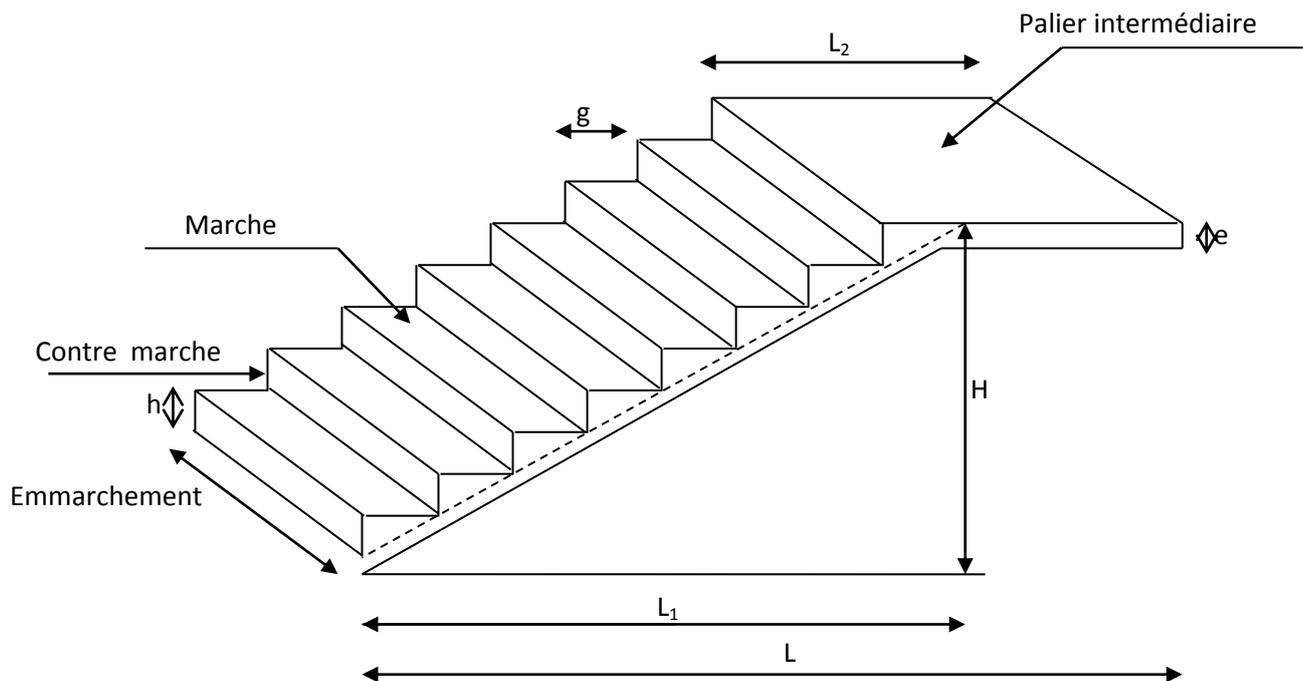


Figure III.23 : Coupe verticale de l'escalier

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

L : Longueur de la paillasse projetée.

L : Largeur de palier.

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le chargement ; sa forme peut être Rectangulaire trapézoïdale ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches.

Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et/ou à chaque étage

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

III.2.2. Calcul de l'escalier 1^{er} cas :

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de :

$$\text{BLONDEL: } 59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm}$$

Posons $h=17\text{cm}$ on aura $g=30\text{cm}$.

$$\text{➤ Nombre de contre marches : } n \times h = H \longrightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

Le nombre de contre marches est égale à 10 contre marches.

Le nombre de marches : $(n-1) = (10-1) = 9$ marches.

✓ **Calcul de giron :**

$$h = H / n = 170 / 10 = 17 \text{ cm.}$$

$$G = l / (n-1) = 270 / 9 = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h+g \leq 64 \text{ [cm]} \longrightarrow g \times 2h = 2 \times 17+30 = 64$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ L'embranchement doit être $\geq 1.20 \text{ m}$

➤ La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 \geq 1,10 \text{ m} \text{ ou } L_2 \geq 3 \times g$$

L'embranchement est de $1,40 \text{ m} > 1,20 \text{ m} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$L_2 = 1,2 \text{ m} > 1,10 \text{ m} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

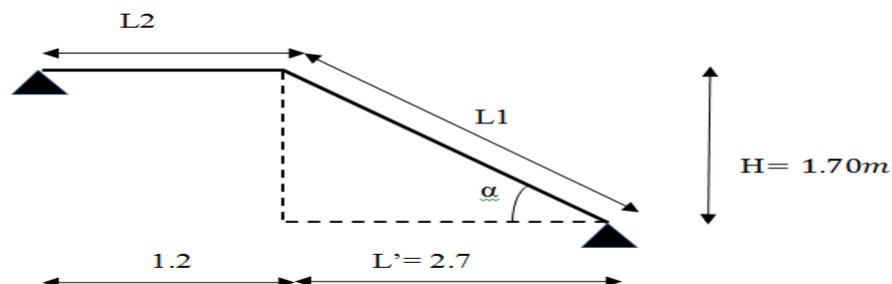
III.2.3. Pré dimensionnement de la pailasse :

Fig. III.24:Schéma d'escalier 1^{er} cas

III.2.3.1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier donné par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : Portée de la travée entre deux appuis $L_0 = L_1 + L_2$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L'} = \frac{1,70}{2,7} = 0,6296 \longrightarrow \alpha = 32,19$$

$$L_1 = \frac{L'}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 32,19} = 319,04 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_2 + L_1 = 120 + 319,04 = 439,04 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{439,04}{30} \leq e_p \leq \frac{439,04}{20} \longrightarrow 14,63 \text{ cm} < e_p < 21,95 \text{ cm.}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

III.2.4. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de Projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{e_p \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,20 \times 25}{\cos 32,20} \dots\dots\dots = 5,91 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $\frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} \dots\dots\dots = 2,12 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage : $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 20 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 20 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment : $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 22 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $e \times \gamma_b \times 1\text{m} = 0,02 \times 18 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{\mathbf{G = 9,8 \text{ KN/ml}}}}$$

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier : $e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,20 \times 1 \dots\dots\dots = 5 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements :
- Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1m \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $0,02 \times 20 \times 1m \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment : $0,02 \times 22 \times 1m \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 6,4 \text{ KN/ml.}}$$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

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

III.2.4.1. Combinaison des charges :✓ **A L'ELU :**

$$\text{Paillasse : } q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,8) + (1,5 \times 2,5) = 16,98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{palier : } q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,4) + (1,5 \times 2,5) = 12,39 \text{ KN/ml}$$

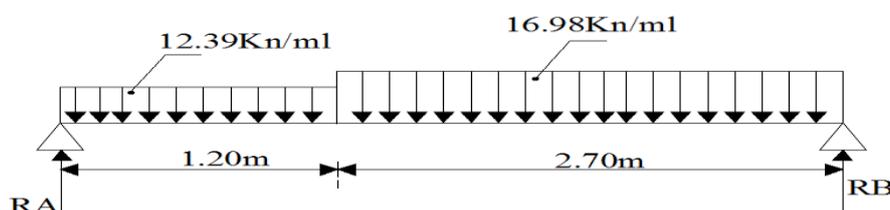
III.2.4.2. Efforts internes :

Fig. III.25: Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU

III.2.4.3. Etat limite ultime :✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$- \sum F/x = 0$$

$$- \sum F/y = R_A + R_B - (16,98 \times 2,7) - (12,39 \times 1,7) = 0$$

$$= R_A + R_B - 60,714 \longrightarrow R_A + R_B = 60,714 \text{ KN}$$

$$- \sum M/B = R_A \times 3,9 - (12,39 \times 1,2) \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,7\right) - [(16,98 \times 2,7)] \times \frac{2,7}{2} = 0$$

$$= 3,9 R_A = 110,96 \longrightarrow R_A = 28,45 \text{ KN.}$$

D'où:

$$R_B = 60,71 - R_A \longrightarrow R_B = 32,26 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

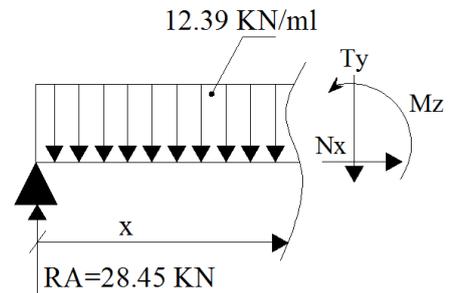
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,2$ m :

$$T_y = -12,39x + 28,45$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = 28,45 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 13,582 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,39 \times \frac{x^2}{2} + 28,45x$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 25,22 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

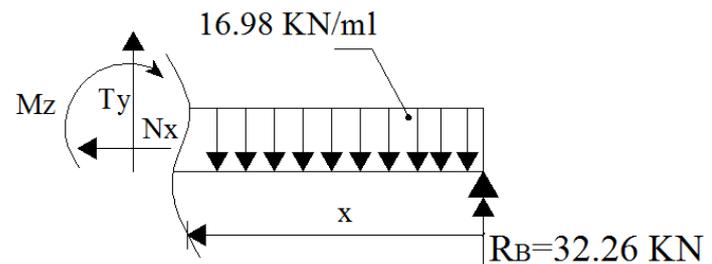
2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7$ m :

$$T_y = 16,98x - 32,26$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = -32,26 \text{ KN.} \\ x = 2,7 \text{ m} \longrightarrow T_y = -13,58 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = 16,98 \times \frac{x^2}{2} - 32,26x.$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 2,7 \text{ m} \longrightarrow M_z = 25,22 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 16,98x - 32,26 = 0 \longrightarrow x = 1,90 \text{ m}$$

$$M(1,96\text{m}) = 16,98 \times \frac{(1,90)^2}{2} - 32,26 \times (1,90) = 30,64 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{max}} = 30,64 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\checkmark \text{ Aux appuis : } M_a = -0,3 M_z^{\text{max}} = -9,19 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ En travées : } M_t = 0,85 M_z^{\text{max}} = 26,04 \text{ KN.m}$$

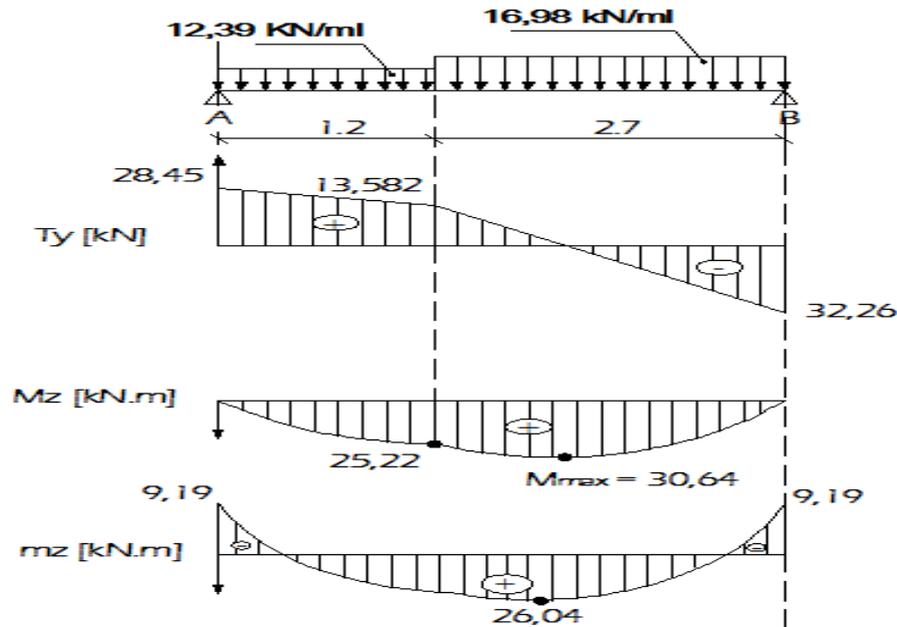


Fig. III.26: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

Aux appuis :

$$M_a = 9,19 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,192 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0199$$

$\mu_a = 0,0199 < \mu_l = 0,392 \implies$ section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,0199 \implies \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,192 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

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

On opte : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travées :**

$$M_t = 26,04 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$M_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,04 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0566 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,0566 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,04 \times 10^3}{0,971 \times 18 \times 348} = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$\text{On opte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.5. Vérifications à l'ELU :**1) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 révisées 99) :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travées : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Espacement des barres :✓ **En travée :**➤ **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**➤ **Armatures principales**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.2/ BAEL 91 révisées 99)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{32,26 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,179 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,179 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

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

4) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 révisées 99)

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,26 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,05 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

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

5) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis : (Art. 5.1.3/ BAEL 91 révisées 99)**

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 32,26 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \text{ adopté} = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,93 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

6) Ancrage des barres :(Art 6.1.2/ BAEL 91 révisées 99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

- ✓ Pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1,0 = 35$ cm.
- ✓ Pour les HA 12 : $L_s = 35 \times 1,2 = 42$ cm.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- ✓ Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.
- ✓ Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

III.2.6. A l'état limite de service (ELS) :**III.2.6.1. Combinaison des charges :**

$$\text{Paillasse : } q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9,8 + 2,5 = 12,3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_s \text{ palier} = G + Q = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml}$$

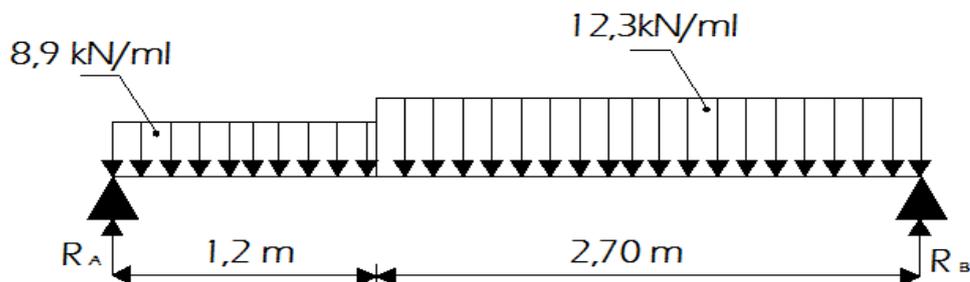


Fig. III.27: Schéma statique de 1^{er} cas d'escalier à l'ELS

III.2.6.2. Détermination des efforts internes :

- ✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$- \sum F/x = 0$$

$$- \sum F/y = R_A + R_B - (8,9 \times 1,2) - (12,3 \times 2,7) = 0$$

$$= R_A + R_B - 43,89 \longrightarrow R_A + R_B = 43,89 \text{ KN}$$

$$- \sum M/B = R_A \times 3,9 - (8,9 \times 1,2) \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,7\right) - [(12,3 \times 2,7)] \times \frac{2,7}{2} = 0$$

$$3,9 R_A = 80,07 \longrightarrow R_A = 20,53 \text{ KN.}$$

$$R_B = 43,89 - R_A \longrightarrow R_B = 23,36 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

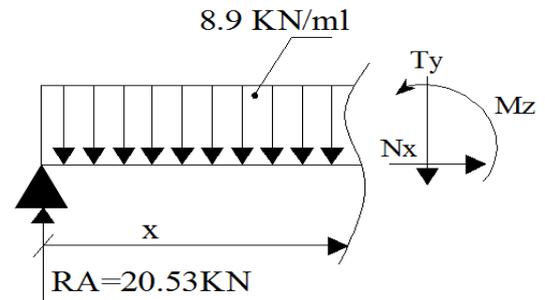
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$:

$$T_y = -8,9x + 20,53.$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow T_y = 20,53 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 9,85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -8,9 \times \frac{x^2}{2} + 20,53 x.$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 18,23 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

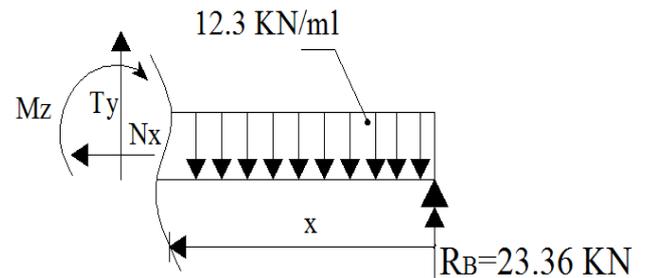
2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$:

$$T_y = 12,3x - 23,36.$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = -23,36 \text{ KN.} \\ x = 2,7 \text{ m} \longrightarrow T_y = 9,85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,3 \times \frac{x^2}{2} + 23,36 x.$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.} \\ x = 2,7 \text{ m} \longrightarrow M_z = 18,23 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 12,3x - 23,36 = 0 \longrightarrow x = 1,899 \text{ m}$$

$$M(1,899 \text{ m}) = 12,3 \times \frac{(1,899)^2}{2} - 23,36 \times (1,96) = 22,18 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 22,18 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\checkmark \text{ Aux appuis : } M_{ua} = 0,3 M_z^{\max} = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ En travées : } M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 18,85 \text{ KN.m}$$

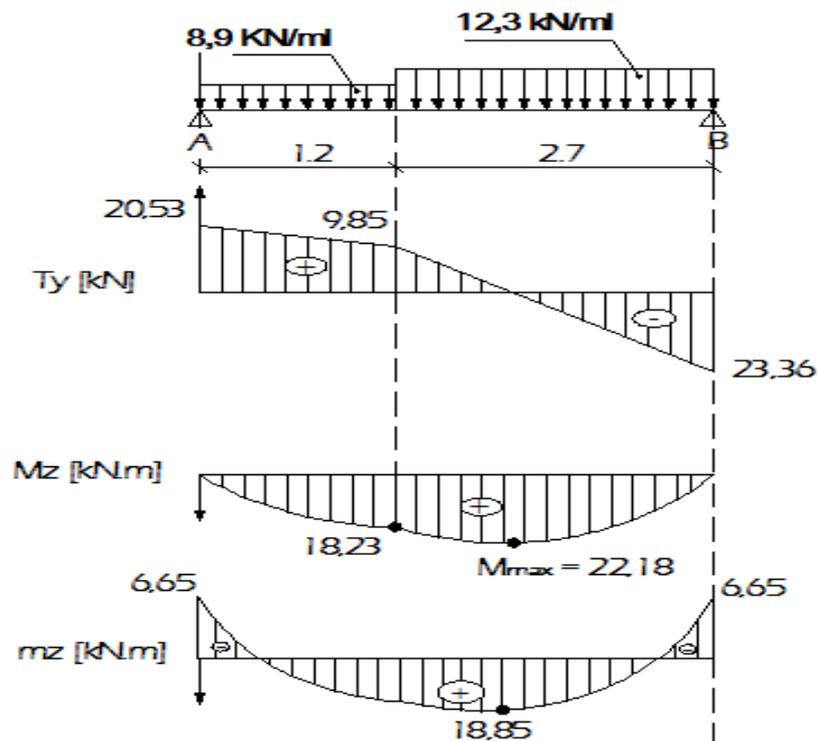


Fig. III.28: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

III.2.6.3. Vérification à l'E.L.S :

1) A l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

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

✓ En travée :

$$M_t = 18,85 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \implies \beta_1 = 0,912 \quad k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{18,85 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 203,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{203,23}{41,82} = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,912 \quad k_1 = 41,42$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6,65 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 565} = 70,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{70,69}{41,42} = 1,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) A l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32 / BAEL 91 révisées 99)

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui peut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/ BAEL 91 révisées 99)

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,0513 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,0513 < \frac{18,85}{10(22,18)} < 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

➤ **Calcul de la flèche : (Art B.6.5.2/ BAEL 91 révisées 99)**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ mm}$$

Avec :

M_t^S : Moment fléchissant max a l'ELS

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé égal à 10819 MPa (voir chapitre 1)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée : $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V}$

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

μ et λ_V : Coefficients

✓ **La surface de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = \mathbf{2084,75 \text{ cm}^2}$$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/XX} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{/XX} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18$$

$$S_{/XX} = \mathbf{21525,5 \text{ cm}^3}$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65(9,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003$$

$$\rho = 0,003 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,985$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,003 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 7$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2,8$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 188,17 + 2,1} = 0,157$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{18,85 \times 10^6}{0,985 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 188,17 \text{ MPa}$$

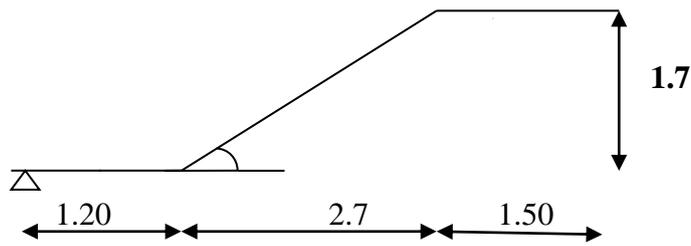
✓ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fV} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu} = \frac{1,1 \times 71870,22}{1 + 2,8 \times 0,157} = 54916,12 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fV}} = \frac{18,85 \times 3900^2 \times 10^6}{10 \times 10819 \times 549161200} = 4,82 \text{ mm}$$

$$f = 4,82 \text{ mm} < \bar{f} = 7,8 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

III.2.7. Calcul de l'escalier 2^{ème} cas:Fig. III.29: Schéma d'escalier 2^{ème} cas

$$\frac{L_0}{30} < ep < \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L_1 + L + L_3.$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} + 1.50 + 1.20$$

$$L_0 = \frac{2.70}{\cos 32.19} + 1.5 + 1.2 = 5.89 \text{ m}$$

$$19.63 < ep < 29.45$$

En prend l'épaisseur de la paillasse $ep = 20 \text{ cm}$

La paillasse :

Poids propre :

$$\text{Poids des marches} : \gamma b \cdot \frac{ep}{2} \cdot 1 = 25 \times \frac{0.20}{2} \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la paillasse} : \gamma b \times ep \times \frac{1}{\cos \alpha} = 25 \times 0.20 \times \frac{1}{\cos 32.19} = 5.91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de revêtement} : 1.40$$

$$\text{Poids propre de la paillasse totale} : 2.5 + 5.91 + 1.40 = 9.80 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{PAILLASSE} = 9.80 \text{ KN/ml}}$$

Le palier :

$$Ep \times \gamma b \times 1 = 0 \times 20 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml} + \text{poids de revêtements} = \mathbf{6.4 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{G_{PALIER} = 6.40 \text{ KN/ml}}$$

D'après le **DTR B.C. 2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

III.7.1. Calcul des efforts internes :

➤ Combinaisons de charges

❖ À l'ELU

- paillasse : $qu_1 = 1,35 G_V + 1,5 Q_V$
 $qu_1 = 1,35 \times (9,80) + 1,5 \times (25)$

$$qu_1 = 16,98 \text{ KN/ml}$$

- Palier : $qu_2 = 1,35(G_P) + 1,5(Q_P)$
 $qu_2 = 1,35 (6,40) + 1,5(2,5)$

$$qu_2 = 12,39 \text{ KN/ml}$$

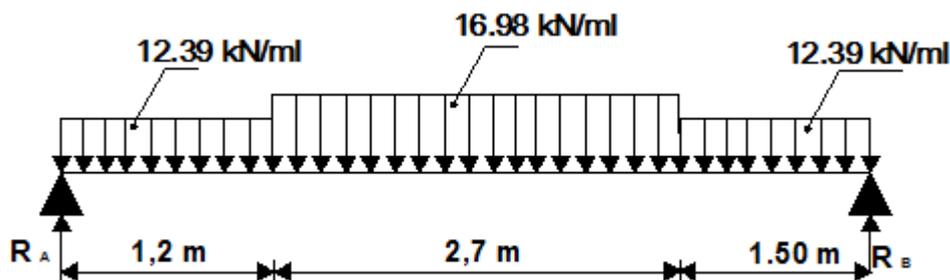


Fig. III.30: Schéma statique de calcul du 2^{ème} cas d'escalier à l'ELU.

➤ Détermination des réactions d'appuis

$$- \sum F/x = 0$$

$$- \sum F/y = R_A + R_B - (12,39 \times 1,20) - (16,98 \times 2,7) - (12,39 \times 1,50)$$

$$= R_A + R_B - 79,299 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = 79,299 \text{ KN}$$

$$- \sum M/B = 5,4 \times R_A - ((12,39 \times 1,20 \times (\frac{1,20}{2} + 2,7 + 1,50)) - (16,98 \times 2,7 \times (\frac{2,7}{2} + 1,50)) - 12,39 \times 1,5 \times \frac{1,5}{2})$$

$$5,4 R_A = 215,96 \quad \longrightarrow \quad R_A = 39,99 \text{ KN}$$

D'où :

$$R_B = 79,299 - R_A \quad \longrightarrow \quad R_B = 39,305 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

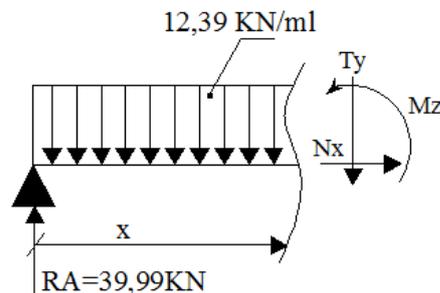
1^{er} Tronçon : $0 \leq x < 1,20$ m

$$T_y = -12,39 x + 39,99$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = 39,99 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 25,122 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,39 \times \frac{x^2}{2} + 39,99 \times x$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 39,067 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



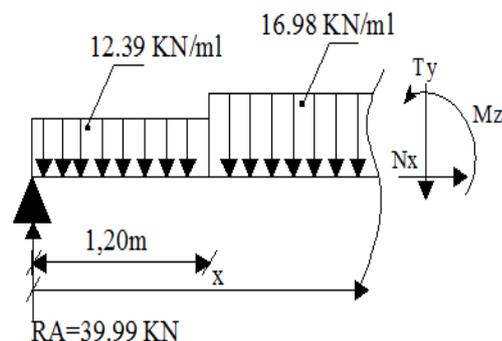
2^{ème} Tronçon : $1,2 \leq x < 3,9$ m

$$T_y = 39,99 - (12,39 \times 1,2) - 16,98 \times (x - 1,2)$$

$$\begin{cases} x = 1,2 \longrightarrow T_y = 25,12 \text{ KN.} \\ x = 3,9 \text{ m} \longrightarrow T_y = -20,72 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -16,98 \frac{(x-1,20)^2}{2} - 12,39 \times 1,2 \left(x - \frac{1,20}{2}\right) + 39,99 \times x$$

$$\begin{cases} x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 39,06 \text{ KN.m} \\ x = 3,9 \text{ m} \longrightarrow M_z = 45 \text{ KN.m} \end{cases}$$



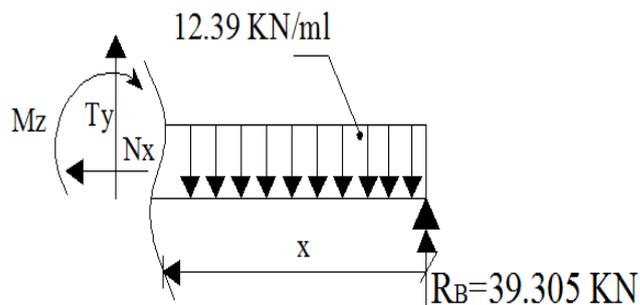
3^{ème} Tronçon : $0 \leq x < 1,5$ m

$$T_y = 12,39 x - 39,305$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow T_y = -39,305 \text{ KN.} \\ x = 1,5 \text{ m} \longrightarrow T_y = -20,72 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,39 \times \frac{x^2}{2} + 39,305 \times x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \longrightarrow M_z = 45,012 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



$$M_{\max} \longrightarrow T_y=0 \longrightarrow 45,498 - 16,98 \times x = 0 \longrightarrow x = 2,68 \text{ m}$$

$$M_{\max} (x=2,68) = 57,72 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des encastremets partiels:

- ✓ **En travée :** $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 49,06 \text{ KN.m}$.
- ✓ **Aux appuis :** $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = 17,32 \text{ KN.m}$

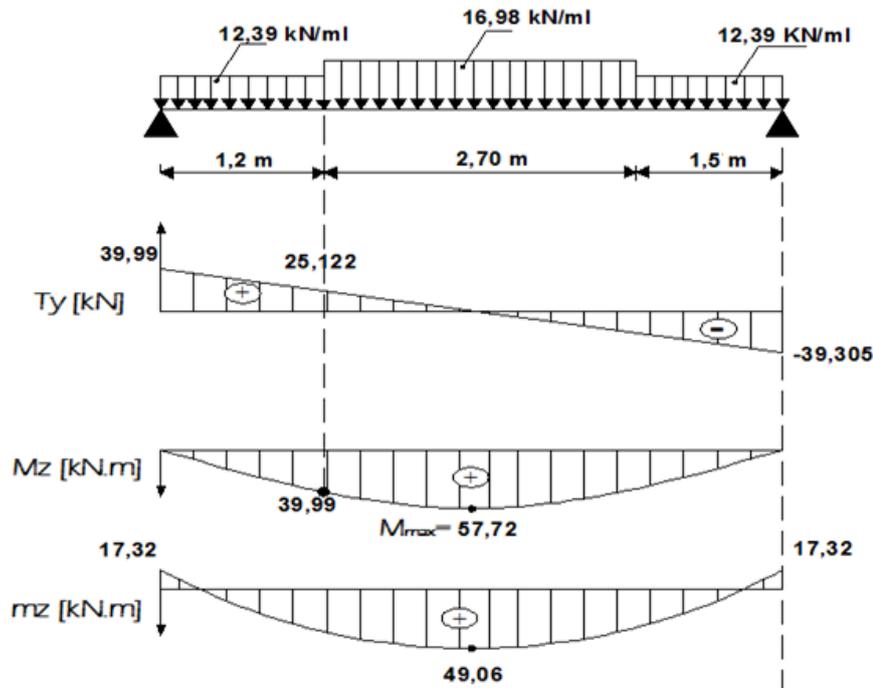


Fig. III.31: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

➤ Calcul des armatures

- ✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49,06 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \implies (\text{S.S.A})$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,106$; $\beta = 0,943$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49,06 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 348} = 8,305 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adopté}} = 6 \text{ HA } 14 = 9,23 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = 1/4 A_{\text{adopté}} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA 10** = 3,14 cm². Avec un espacement : S_t = 25 cm.

✓ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,32 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0376 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A_{SC} = 0 cm²)

$$\mu = 0,0376 \implies \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,32 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,821 \text{ cm}^2$$

Soit : A_{adoptée} = **4HA 12** = 4,52 cm². Avec un espacement : S_t = 25 cm.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA 10** = 3,14 cm². Avec : S_t = 25 cm.

III.2.7.3. Vérifications à l'ELU :**1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 révisées 99)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée** : A_t = 9,23 cm² > 2,17 cm² \implies Condition vérifiée.

✓ **Aux appuis** : A_a = 4,52 cm² > 2,17 cm² \implies Condition vérifiée.

2) Vérification au cisaillement : (Art. 5.1. 211/BAEL91 révisées 99)

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

$$\tau_2 = \frac{V_{2\max}}{b \cdot d} = \frac{39,99 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3/ BAEL91 révisées 99)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où : $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,99 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 263,76} = 0,68 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 0,68 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis : (Art. 5.1.312 / BAEL91 révisées 99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 39,99 \times 10^3}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 9,23 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

5) Ancrage des barres (Art 6.1 .221/ BAEL91 révisées 99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

- ✓ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$
- ✓ Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm.}$

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm.}$

6) Espacements des barres : (Art. A.8.2, 42/ BAEL91 révisées 99)

Pour des charges réparties seulement :

✓ **En travée :**➤ **Armatures principales**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**➤ **Armatures principales**

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.4. Vérifications à l'ELS :✓ **Combinaison des charges :**

➤ Paillasse : $q_u \text{ paillasse} = G + Q = 9,8 + 2,5 = 12,3 \text{ KN/ml}$

➤ palier : $q_u \text{ palier} = G + Q = (6,4 + 2,5) = 8,9 \text{ KN/ml}$

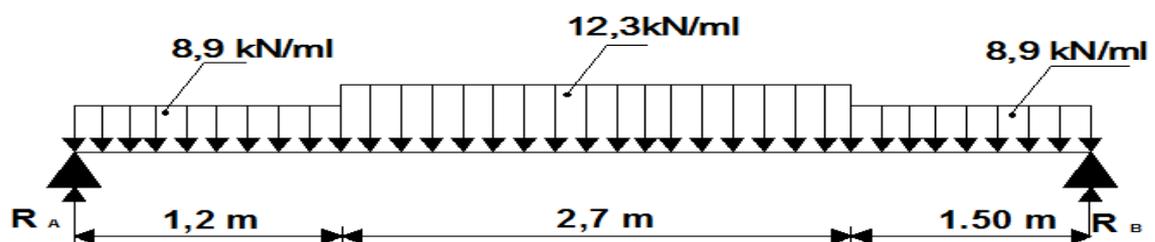


Fig. III.32: Schéma statique de calcul du 2^{ème} cas d'escalier à l'ELS

✓ Détermination des réactions d'appuis

$$-\sum F/x = 0$$

$$-\sum F/y = R_A + R_B - (8,9 \times 1,20) - (12,3 \times 2,7) - (8,9 \times 1,50)$$

$$= R_A + R_B - 57,24 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = 54,24 \text{ KN}$$

$$-\sum M/B = 5,4 \times R_A - ((8,9 \times 1,20 \times (\frac{1,20}{2} + 2,7 + 1,50)) - (12,3 \times 2,7 \times (\frac{2,7}{2} + 1,50)) - 8,9 \times 1,5 \times \frac{1,5}{2})$$

$$5,4 R_A = 155,925 \quad \longrightarrow \quad R_A = 28,874 \text{ KN}$$

D'où :

$$R_B = 54,24 - R_A \quad \longrightarrow \quad R_B = 28,365 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

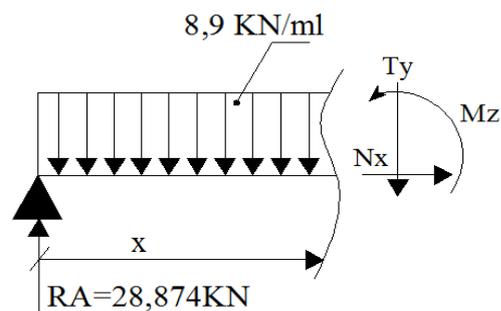
1^{er} Tronçon : $0 \leq x < 1,20 \text{ m}$

$$T_y = -8,9 x + 28,874$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = 28,874 \text{ KN.} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 18,194 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -8,9 \times \frac{x^2}{2} + 28,874 \times x$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 28,242 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

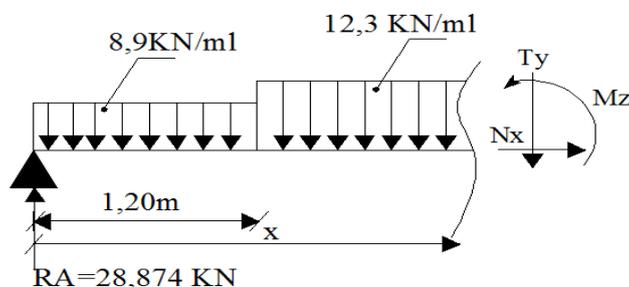
2^{ème} Tronçon : $1,2 \leq x < 3,9 \text{ m}$

$$T_y = 28,874 - (8,9 \times 1,2) - 12,3 \times (x - 1,2)$$

$$\begin{cases} x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow T_y = 18,194 \text{ KN.} \\ x = 3,9 \text{ m} \longrightarrow T_y = -15,036 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = 28,874 \times x - 12,3 \times \frac{(x - 1,20)^2}{2} - 8,9 \times 1,2 \times (x - \frac{1,20}{2})$$

$$\begin{cases} x = 1,2 \text{ m} \longrightarrow M_z = 39,06 \text{ KN.m} \\ x = 3,9 \text{ m} \longrightarrow M_z = 45 \text{ KN.m} \end{cases}$$



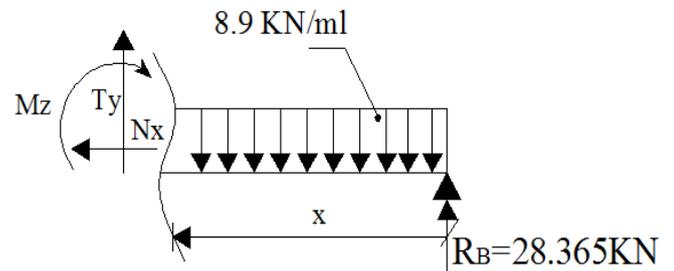
3^{ème} Tronçon : $0 \leq x < 1,5$ m

$$T_y = 8,9x - 28,365$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow T_y = -28,365 \text{ KN.} \\ x = 1,5 \text{ m} \longrightarrow T_y = -15,015 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -8,9 \times \frac{x^2}{2} + 28,365 \times x$$

$$\begin{cases} x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \longrightarrow M_z = 32,535 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



Pour le moment max :

$$M_{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow 32,954 - 12,3 \times x = 0 \longrightarrow x = 2,68 \text{ m}$$

$$M_{\max} (x=2,68) = 41,76 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des encastremets partiels:

- ✓ **En travée :** $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 35,496 \text{ KN.m.}$
- ✓ **Aux appuis :** $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = 12,53 \text{ KN.m}$

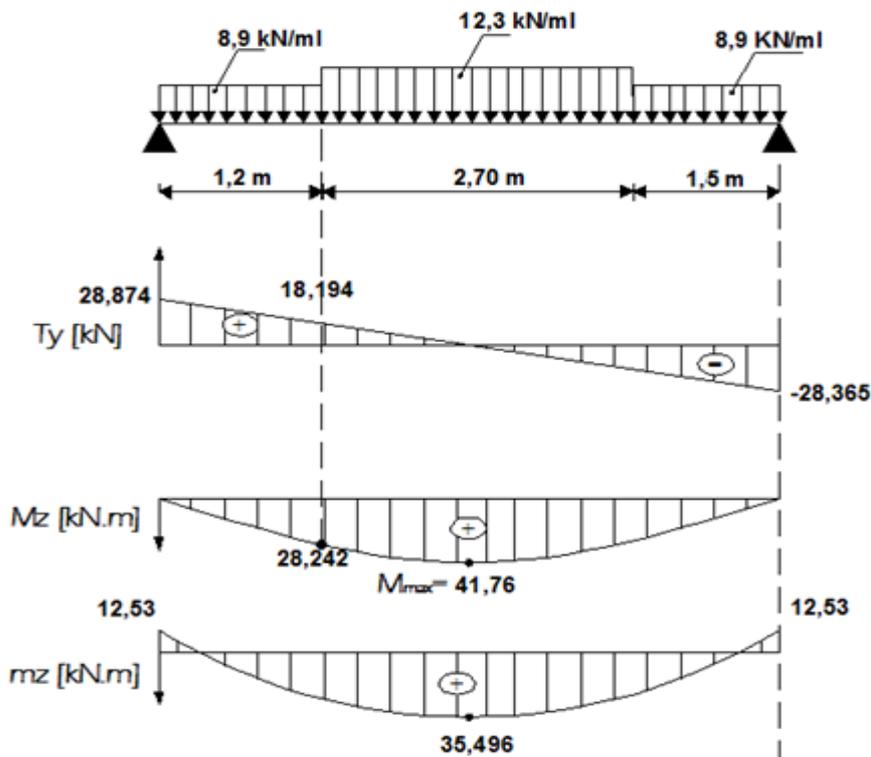


Fig. III.33: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2^{ème} cas).

III.2.7.5. Vérifications à l'ELS :**1) A l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)**

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

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

✓ **En travée :**

$$M_t = 35,496 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 18} = 0,512$$

$$\rho_1 = 0,512 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,892 \quad k_1 = 31,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{35,496 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 923} = 239,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{239,52}{31,52} = 7,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 12,53 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,919 \quad k_1 = 45,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{12,53 \times 10^6}{0,920 \times 180 \times 452} = 167,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{167,40}{45,50} = 3,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) A l'état limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99) :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation : (Art .B.6.5.1/ BAEL 91 révisées 99)

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{540} = 0,037 > \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,037 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{35,496}{10 \times (41,76)} = 0,085. \quad \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{9,23 \times 100}{1000 \times 180} = 0,0051 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

➤ Calcul de la flèche (Art B.6.5.2/ BAEL 91 révisées 99) :

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5400}{500} = 10,8 \text{ mm}$$

Avec :

M_t^S : Moment fléchissant max a l'ELS

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé égal à 10819 MPa (voir chapitre 1)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée : $I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

μ et λ_V : Coefficients

✓ La surface de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 9,23 = \mathbf{2138,45 \text{ cm}^2}$$

- ✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/XX} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{/XX} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 18$$

$$S_{/XX} = 22492,1 \text{ cm}^3$$

- ✓ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{22492,1}{2138,45} = 10,51 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,51 = 9,49 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,51^3 + 9,49^3) + 15 \times 9,23 (9,49 - 2)^2$$

$$I_0 = 329833,83 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{9,23}{100 \times 18} = 0,0051$$

$$\rho = 0,0051 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,985$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0051 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 4,12$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,12 = 1,65$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0051 \times 216,90 + 2,1} = 0,563$$

Avec :

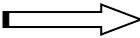
$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{35,496 \times 10^6}{0,985 \times 180 \times 9,23 \times 10^2} = 216,90 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fV} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu} = \frac{1.1 \times 329833,83}{1 + 0,563 \times 1,65} = 1889,67 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} = \frac{35,496 \times 5400^2 \times 10^6}{10 \times 10819 \times 1889,67 \times 10^4} = 5 \text{ mm}$$

$f = 5 \text{ mm} < \bar{f} = 10,8 \text{ mm}$  la flèche est vérifiée

III.3. La poutre palière :

III.3.1. Introduction

La poutre palière est une poutre rectangulaire de dimension ($b \times h$) et de longueur L (entre nus d'appuis). Elle est partiellement encastree dans les poteaux (semi encastree), et soumise à l'effet de son poids propre, poids du mur extérieur double cloison et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (paillasse et palier).

III.3.2. Pré-dimensionnement :

➤ **Hauteur h :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \implies 19,66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA :** (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ \implies Condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ \implies Condition vérifiée.
- ✓ $h / b \leq 4$ $30/25 = 1,2 < 4$ \implies Condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.3.3. Détermination des charges et surcharges :

- ✓ Poids propre de la poutre palière : $G_p = b \times h \times \rho = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur extérieur : $G_m = (1,7 - 0,4) \times 2,36 = 3,068 \text{ KN/ml}$ (0,4m hauteur de la poutre secondaire).
- ✓ Réaction au point A à l'ELU $R_A = Q_u = 39,994 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Réaction au point A à l'ELS $R_A = Q_s = 28,74 \text{ KN/ml}$.

III.3.4. Combinaisons de charges :

✓ **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35(G_p + G_m) + Q_u = 1,35(1,875 + 3,068) + 39,994 = 46,67 \text{ KN/ml.}$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_u = (G_p + G_m) + Q_s = (1,875 + 3,068) + 28,875 = 33,818 \text{ KN/ml.}$$

III.3.5. Calcul à l'ELU :

➤ Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{46,67 \times 2,95}{2} = 68,84 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{46,67 \times 2,95^2}{8} = \frac{46,67 \times 2,95^2}{8} = 50,77 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

✓ En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 50,77 = 43,15 \text{ kN.m.}$

✓ Aux appuis : $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 50,77 = 15,23 \text{ kN.m.}$

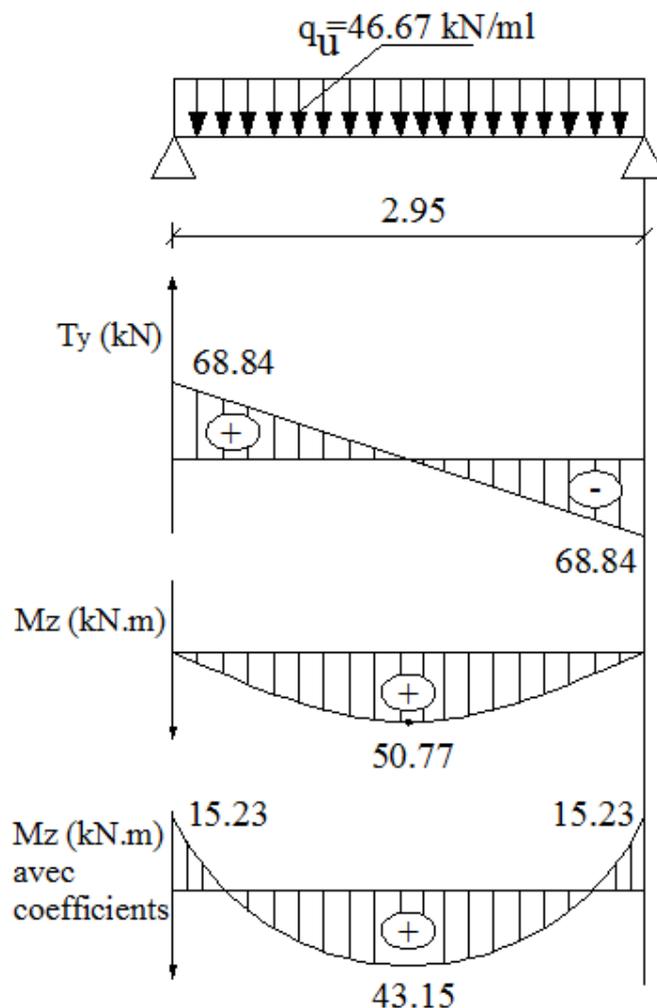


Fig. III.34: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{43,15 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,155 < \mu_l = 0,392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,155 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,915$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{43,15 \times 10^3}{0,915 \times 28 \times 348} = 4,84 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 12 + 3HA 10** = 5,73 cm².

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15,23 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,0547 < \mu_l = 0,392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,0547 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,972$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15,23 \times 10^3}{0,915 \times 28 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 12** = 3,39 cm².

III.3.6. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 révisées 99)

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée : $A_{st} = 5,73 > 0,84 \text{ cm}^2$. \Longrightarrow Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 3,39 > 0,84 \text{ cm}^2$. \Longrightarrow Condition vérifiée.

2) Vérification au cisaillement (Art .5.1.211/ BAEL 91 révisées 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{68.84 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,983 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,983 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Longleftrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1 .3/ BAEL 91 révisées 99)

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

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{68,84 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 2,42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

4) Ancrage des barres :(Art. A.6.1.2/ CBA93)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

- ✓ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42$ cm (Aux appuis).
- ✓ Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42$ cm (En travée).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- ✓ Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.
- ✓ Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

5) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis : (Art. 5.1.312 / BAEL 91 révisées 99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 68,84 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton (Art. A.5.1.313/ BAEL 91 révisées 99)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 68,84 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 280} = 1,36 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

6) Calcul des armatures transversales (Art. A.7.2.2/ BAEL 91 révisées 99) :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (0,85 ; 2,5 ; 1,2) = 0,85 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

7) **Espacement maximal des armatures transversales :** (Art. A.5.1.22/ BAEL 91 révisées 99)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

III.3.7. Exigences du RPA 99 :

A) Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1/ RPA 99 révisées 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$\checkmark A_l = 3HA 12 + 3HA 10 + 3HA 10 = 3,39 + 5,73 = 9,12 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 9,12 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 3,75 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

B) Armatures transversales (Art. 7.5.2.2/ RPA 99 révisées 2003) :

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée.

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (7,5; 12) = 7,5 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 7 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.3.8. Calcul à l'ELS :

➤ **Détermination des efforts internes :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{33.818 \times 2.95}{2} = 49,88 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{33.818 \times 2.95^2}{8} = 36,79 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$\checkmark \text{ En travée : } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 36,79 = 31,27 \text{ KN.m.}$$

$$\checkmark \text{ Aux appuis : } M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 36,79 = 11,037 \text{ KN.m.}$$

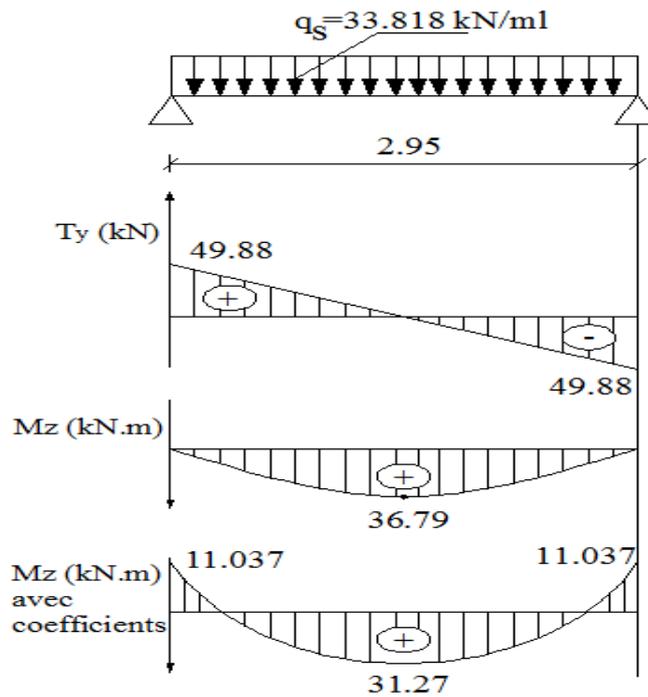


Fig. III.35: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.9. Verification a l'ELS :

1) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

✓ En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 5,73}{25 \times 28} = 0,818$$

$$\rho = 0,818 \implies \beta_1 = 0,870 \quad K_1 = 23,53.$$

$$\sigma_{st} = \frac{31,27 \times 10^6}{0,870 \times 280 \times 5,73 \times 10^2} = 224,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{224,02}{23,53} = 9,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,542$$

$$\rho = 0,542 \implies \beta_1 = 0,890 \quad K_1 = 30,45$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,037 \times 10^6}{0,890 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 130,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{130,65}{30,45} = 4,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99) :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation : (Art. B.6.5.1/ BAEL 91 révisées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0,1 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{31,27}{10 \times 36,79} = 0,085. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5,73}{25 \times 28} = 0,0081 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.4.Les Balcons :

III.4.1. introduction :

Notre balcon est assimilé à une console encastrée d'un coté au niveau des poutres secondaires et libres dans l'autre coté

Pré dimensionnement de la dalle pleine :

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad \text{avec } l : \text{ largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{155}{10} = 15,5$$

on opte $e_p = 20 \text{ cm}$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

- ✓ Poids propre du balcon : $G_{\text{balcon}} = 6,58 \times 1 = 6,58 \text{ KN/ml}$ (chap II)
- ✓ Poids du garde-corps : $G_{\text{gc}} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$

Elément	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur E (cm)	Poids spécifique G (KN/m ²)
Mur en brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit ciment	18	0,04	0,72
Poids du garde-corps			1,62

- ✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \times 1 \text{ ml} = 3,5 \text{ KN/ml}$

III.4.3. Combinaisons de charges :

Charge uniforme : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (6,58) + 1,5 \times (3,5) = 14,13 \text{ KN/ml}$.

Charge concentré : $g_u = 1,35G_{\text{gc}} = 1,35 \times (1,62) + 1,5 \times 1 = 3,69 \text{ KN/ml}$.

III.4.4 Calcul à l'ELU

➤ **Détermination des efforts internes :**

Le moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{14,13 \times 1,55^2}{2} + 3,69 \times 1,55 = 22,69 \text{ KN.m}$$

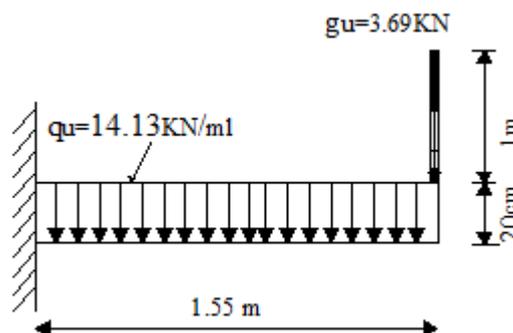


Fig III.36 : Schéma statique du balcon

L'effort tranchant :

$$T_U = q_u \times l + g_u = 14,13 \times 1,55 + 3,69 = 25,60 \text{ KN}$$

➤ Calcul des armatures :**✓ Armatures principale :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,69 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0,055 < \mu_1 = 0,392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,055 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,69 \times 10^3}{0,972 \times 17 \times 348} = 3,95 \text{ cm}^2.$$

On opte : **5HA 12** = 5,65 cm². Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :(Art. A.8.2.41/BAEL 91 révisées 99)

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

On opte : **5HA10**=3,93 cm² avec espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5. Vérifications à l'ELU :**1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL 91 révisées 99)**

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

✓ **Armature principale** : $A_{st} = 5,65 > 2,05 \text{ cm}^2$. \Longrightarrow Condition vérifiée.

✓ **Armature de répartition** : $A_r = 3,93 > 2,05 \text{ cm}^2$. \Longrightarrow Condition vérifiée.

2) Vérification au cisaillement :(Art .5.1.211/BAEL 91 révisées 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,35 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{25,60 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,35 \text{ MPa.} \implies$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3/BAEL 91 révisées 99)

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

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

$-\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,60 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies$ Condition vérifiée

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

4) Ancrage des barres (Art. A.6.1.2/ CBA93) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

✓ **Armature principale :** $l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$

✓ **Armature de répartition :** $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

✓ Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

✓ Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Finalemment : La longueur $L_c = 15$ cm.

5) Espacement des barres : (Art A.8.242/BAEL 91 révisées 99)

✓ **Armatures principal** : $S_t = 20 < \min(2h, 25) = 25$ cm². \implies Condition vérifiée.

✓ **Armature de répartition** : $S_t = 25 < \min(3h, 33) = 33$ cm². \implies Condition vérifiée.

III.4.6. Calcul à l'ELS :

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 6,58 + 3,5 = 10,1$ KN/ml.

Charge concentré : $g_s = G_{gc} = 1,62 + 1 = 2,62$ KN/ml.

➤ Détermination des efforts internes :

Le moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_u = \frac{10,1 \times 1,55^2}{2} + 2,62 \times 1,55 = -16,20 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T_U = q_u \times l + g_u = 10,1 \times 1,55 + 2,62 = 18,27 \text{ KN}$$

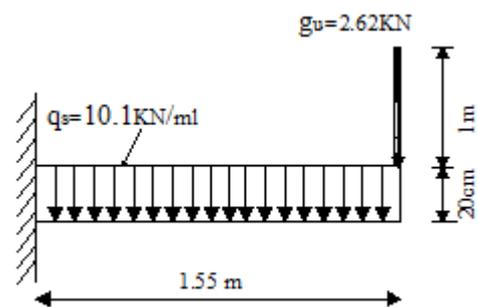


Fig III.37 : Schéma statique du balcon

1) Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

β_1 et K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,332$$

$$\rho = 0,332 \implies \beta = 0,910 \quad K_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_{St}} = \frac{16,20 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 5,65 \times 10^2} = 185,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{185,34}{40,65} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/BAEL 91 révisées 99)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

3) Etat limite de déformation : (/Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{M_S}{15M_0} \qquad \frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{20}{155} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{20}{155} = 0,13 \geq \frac{M_S}{15M_0} = \frac{16,8}{15 \times 16,8} = 0,066 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{A_S}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.5. Etude de la toiture :

III.5.1. Introduction :

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de $29,25^\circ$.

III.5.2. Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

➤ Charge permanente :

Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0,53 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,11 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_t + G_p = 0,53 + 0,11 = 0,64 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation :

Poids de la neige : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ Combinaison des charges :

✓ A l'état limite ultime E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,64 + 1,5 \times 1 = 2,364 \text{ KN/m}^2$$

✓ A l'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

$$q_s = 0,64 + 1 = 1,64 \text{ KN/m}^2$$

➤ Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

✓ Les pannes (120×250) mm²

✓ Les chevrons (40×60) mm²

✓ Les liteaux (30×30) mm²

III.5.3. Calcul des éléments de la toiture :**III.5.3.1. Calcul des pannes :****1) Définition :**

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons.

On distingue trois types de panne :

- ✓ La panne faîtière
- ✓ Les pannes sablières
- ✓ Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

2) Efforts revenant aux pannes :

Espacement des pannes est prise égal à $e_p = 1 \text{ m}$.

La portée des pannes est de $l = 4,9 \text{ m}$.

$$q_p = q_s \times e_p = 1,64 \times 1 = 1,64 \text{ KN/ml}$$

3) Dimensionnement de la panne :

La panne est considéré comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

4) Détermination de q_y et q_z :

$$q_y = q_p \sin \alpha = 1,64 \sin 29,25 = 0,80 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = q_p \cos \alpha = 1,64 \cos 29,25 = 1,43 \text{ KN/ml}$$

5) Moments de flexion :

$$M_{fy} = q_{pz} \times \frac{L_p^2}{8} = 1,43 \times \frac{4,9^2}{8} = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{fz} = q_{py} \times \frac{L_p^2}{8} = 0,80 \times \frac{4,9^2}{8} = 2,40 \text{ KN.m}$$

6) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = 15625 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = 3600 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{4,30 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} + \frac{2,40 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} = 74,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 74,40 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

7) Vérification de la flèche :DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{490}{200} = 2,45 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 12 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 74,40 \times 490^2}{48 \times 120000 \times \frac{25}{2}} = 1,24 \text{ cm}$$

$$f = 1,24 \text{ cm} < \bar{f} = 2,45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la panne est admissible

III.5.3.2 Calcul des chevrons:

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

1) Efforts revenant aux chevrons :

➤ Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.

➤ La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = b \times h \times \rho \implies \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{lit} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + (0,4 \times 0,4) \times 6,5 = \mathbf{1,05 \text{ KN/ml}}$$

$$q_c = G + Q = 1,05 + 0,4 = \mathbf{1,45 \text{ KN/ml}}$$

2) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{L_c^2}{8} = 1,45 \times \frac{1^2}{8} = \mathbf{0,18 \text{ KN.m}}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

$$\text{Aux appuis : } M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,18 = \mathbf{0,144 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,18 = \mathbf{0,120 \text{ KN.m}}$$

3) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$

$$\text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = \mathbf{72 \text{ cm}^4}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a \times v}{I} = \frac{0,144 \times 10^4 \times 6}{72 \times 2} = \mathbf{60 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_f^a = \mathbf{60 \text{ daN/cm}^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a \times v}{I} = \frac{0,120 \times 10^4 \times 6}{72 \times 2} = \mathbf{50 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_f^t = \mathbf{50 \text{ daN/cm}^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la flèche :

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,.....).

$$\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 12 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 60 \times 100^2}{48 \times 120000 \times \frac{6}{2}} = 0,17 \text{ cm}$$

$f = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée

✓ En travée :

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 50 \times 100^2}{48 \times 120000 \times \frac{6}{2}} = 0,144 \text{ cm}$$

$f = 0,144 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée

La section de chevron est admissible.

III.5.3.3. Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

➤ **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 1 = 2,04 \text{ KN/m}^2$

➤ **ELS** : $q_s = G + Q = 0,4 + 1 = 1,4 \text{ KN/m}^2$

1) Efforts revenant aux liteaux :

✓ Espacement des liteaux est prise égal à $e_1 = 32 \text{ cm}$.

✓ La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$$q_l = q_s \times e_1 = 1,4 \times 0,32 = 0,448 \text{ KN/ml}$$

2) Détermination de q_y , q_z :

$$q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,448 \sin 29,25 = 0,220 \text{ KN/ml}$$

$$q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,448 \cos 29,25 = 0,391 \text{ KN/ml}$$

3) Moments de flexion :

$$M_{fy} = q_{ly} \frac{L_1^2}{8} = 0,391 \times \frac{0,32^2}{8} = 0,005 \text{ KN.m}$$

$$M_{fz} = q_{ly} \frac{L_1^2}{8} = 0,220 \times \frac{0,32^2}{8} = 0,003 \text{ KN.m}$$

4) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = 6,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = 6,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{0,005 \times 10^4}{6,75} \times \frac{3}{2} + \frac{0,003 \times 10^4}{6,75} \times \frac{3}{2} = 17,78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 17,78 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} = \frac{40}{200} = 0,2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 12 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 17,78 \times 40^2}{48 \times 120000 \times \frac{3}{2}} = 0,016 \text{ cm}$$

$$f = 0,016 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section du liteau est admissible.

III.5.4 Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), Entre les éléments de la toiture.

III.5.4.1 Types d'assemblages :

- ✓ Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- ✓ Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- ✓ Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Clouée (traditionnel) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Tab III.5 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

e : épaisseur de la pièce.

d : diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $d \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

IV.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.3.Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;

7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

IV.3.2. principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul.ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure .

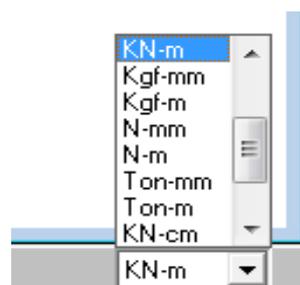
IV.4. La modélisation :

IV.4.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

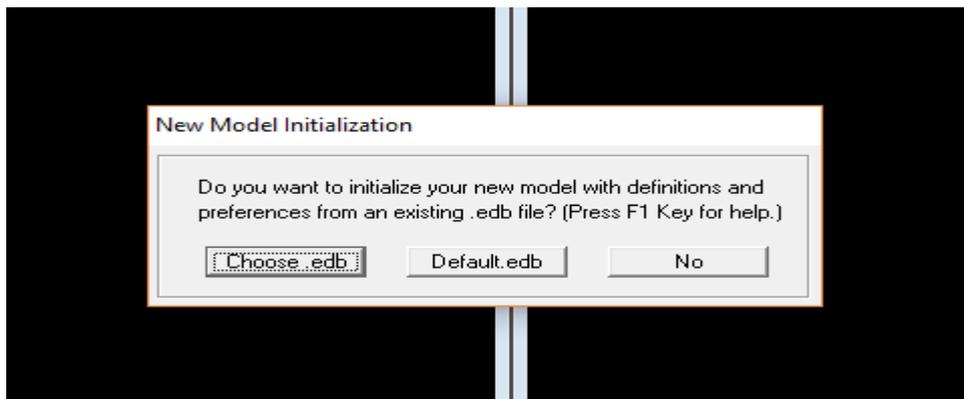
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

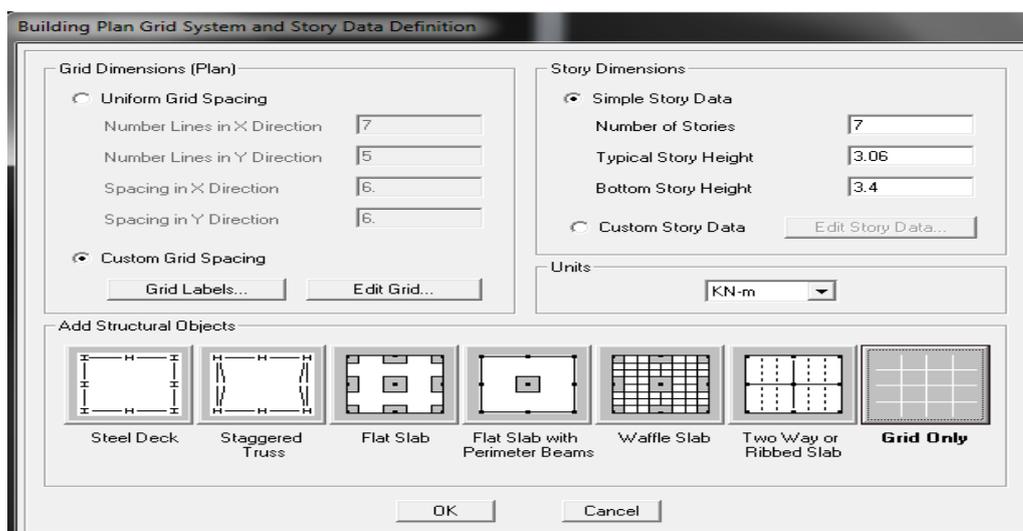
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File \Rightarrow New model

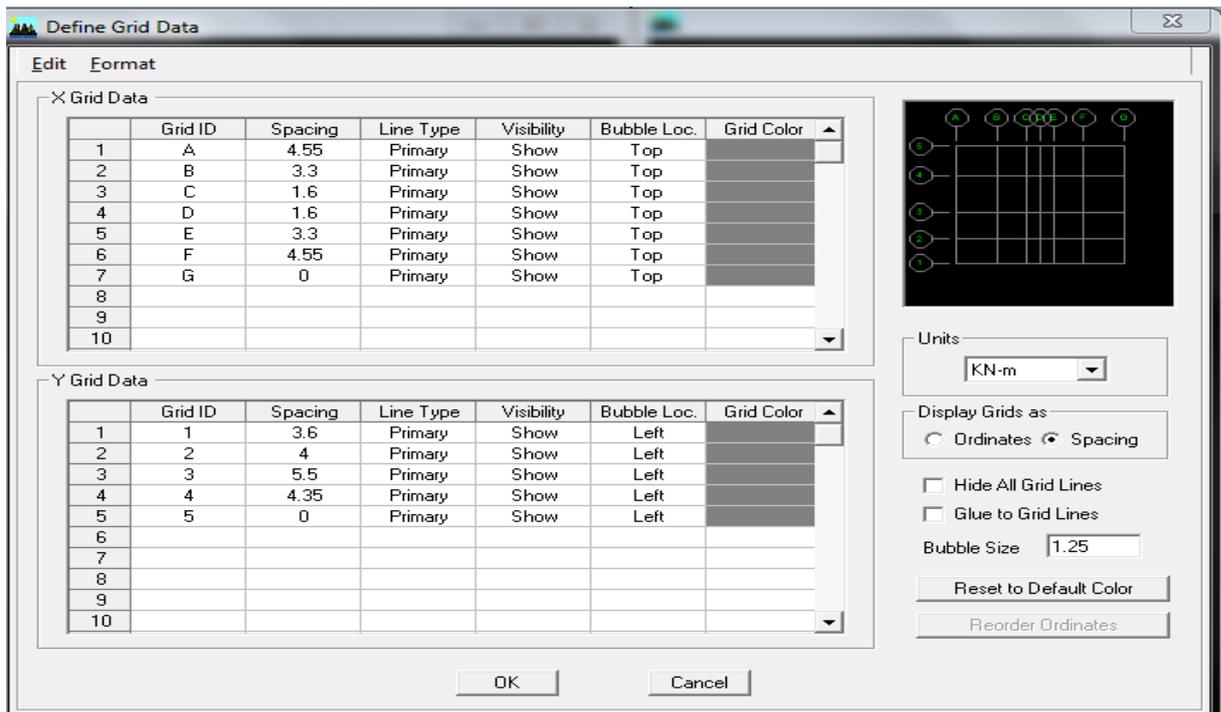


- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

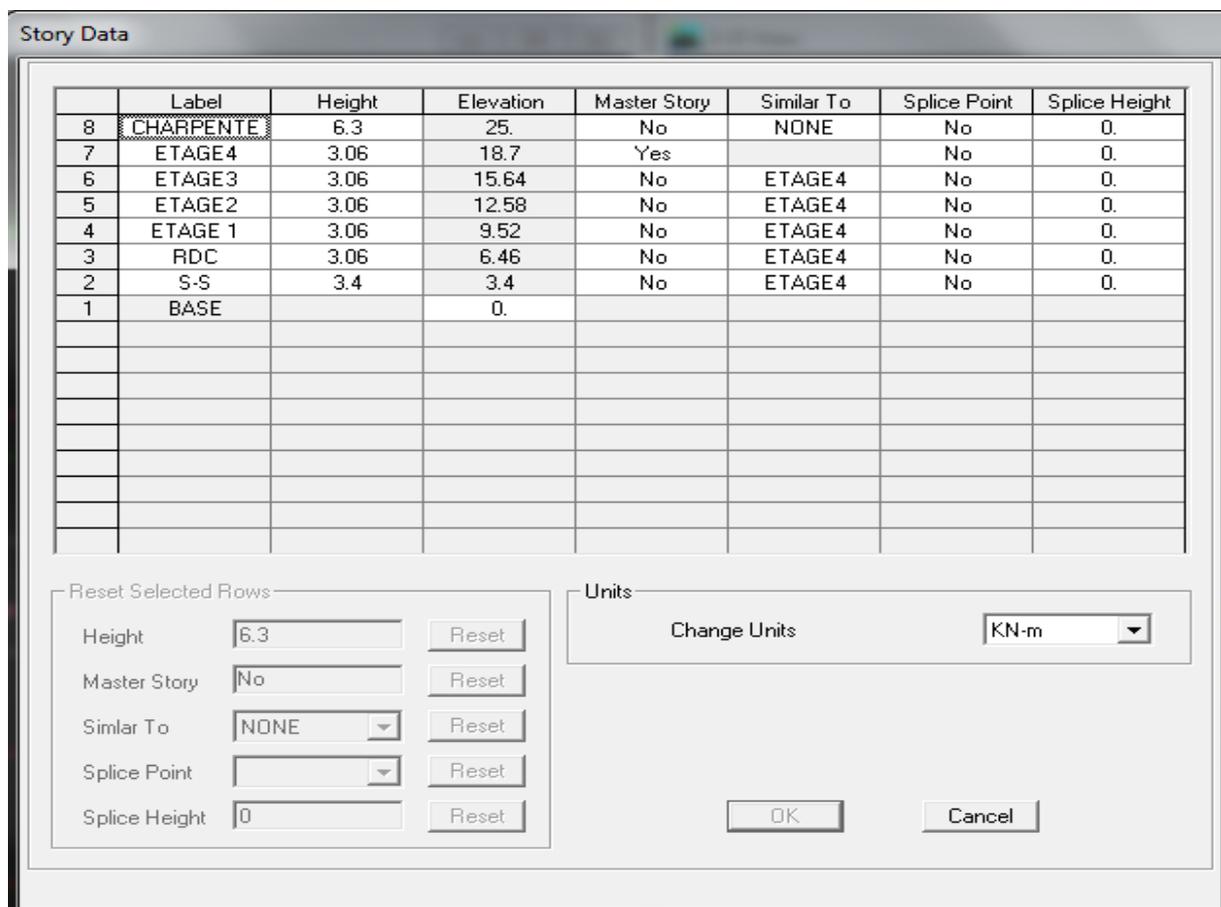
Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées





On clique sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s’affiche ;
 Pour modifier les hauteurs des niveaux on clique sur le bouton droit puis **Edit story data**



IV.4.2 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

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'CONC'. The 'Material Name' field contains 'CONC'. The 'Type of Material' section has 'Isotropic' selected. The 'Design' dropdown is set to 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0), Coeff of Thermal Expansion (0), and Shear Modulus (10342136.8). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes: Specified Conc Comp Strength, f'c (25000), Bending Reinf. Yield Stress, fy (400000), Shear Reinf. Yield Stress, fys (400000), and an unchecked 'Lightweight Concrete' checkbox. The 'Display Color' is set to a cyan color. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

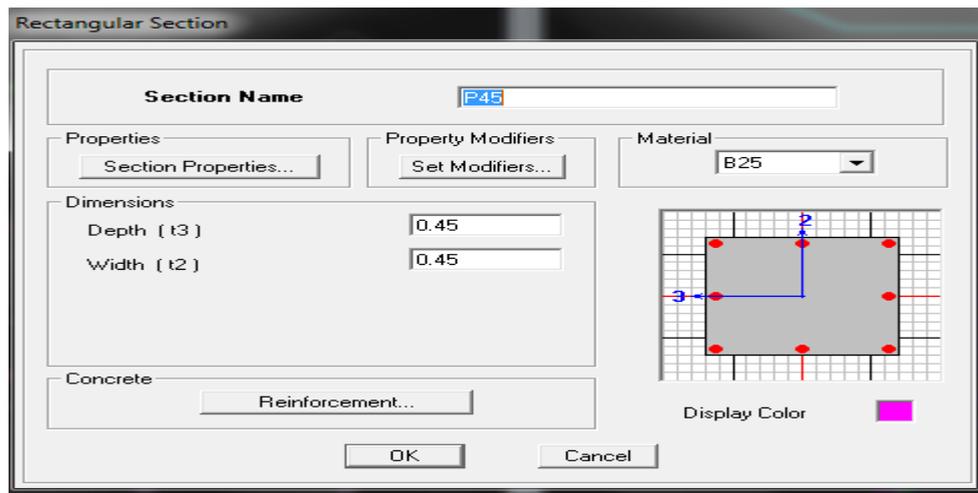
Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'OTHER'. The 'Material Name' field contains 'OTHER'. The 'Type of Material' section has 'Isotropic' selected. The 'Design' dropdown is set to 'None'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (0), Weight per unit Volume (0), Modulus of Elasticity (1.999E+08), Poisson's Ratio (0.3), Coeff of Thermal Expansion (1.170E-05), and Shear Modulus (76884615). The 'Design Property Data' section is empty. The 'Display Color' is set to a red color. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

IV.4.3.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 poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

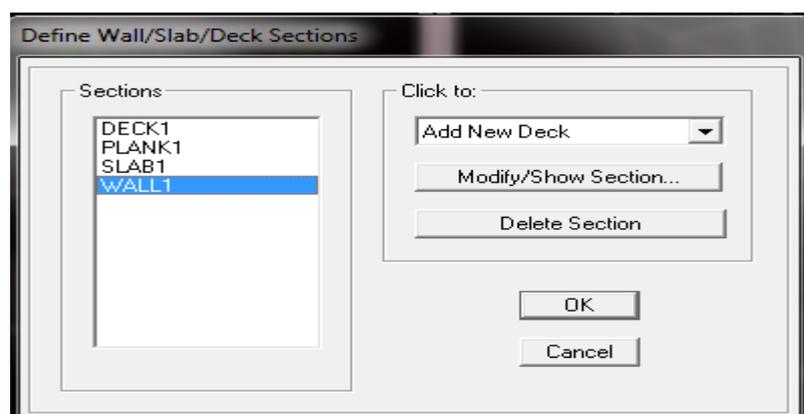


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**



Corps creux

Wall/Slab Section

Section Name: CC24

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0.24

Bending: 0.24

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

dalle pleine

Wall/Slab Section

Section Name: DPSS

Material: B25

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Toiture

Wall/Slab Section

Section Name: TOITUR

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 1.

Bending: 1.

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Les voiles

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE20

Material: B25

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

❖ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

✓ **Pour les poteaux :**

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **None** on choisit le nom de la section

(pot45×45 par exemple) on valide

✓ **poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres,

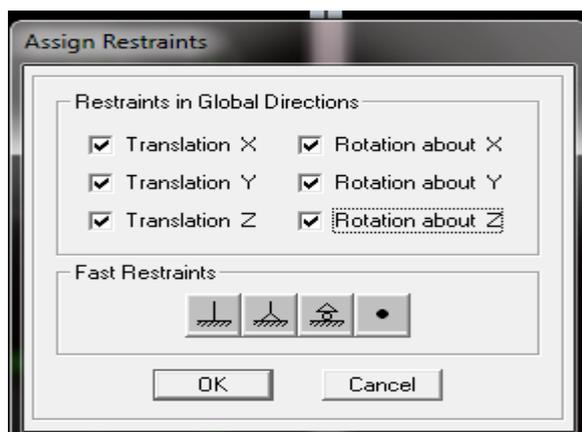
et sur le bouton  pour les voiles .

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la

base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera :

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.



IV.4.4. Quatrième étape :

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'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

❖ **Données à introduire dans le logiciel :**

- ✓ **Zone : IIa** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **(RPA99 VS 2003)**)
- ✓ **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **(RPA99 VS 2003)**)
- ✓ **Coef comportement** : mixte portique /voile avec interaction
- ✓ **Amortissement** : 8,5 %
- ✓ **Site** : S3.
- ✓ **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan,
- la régularité en plan,
- la régularité et en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

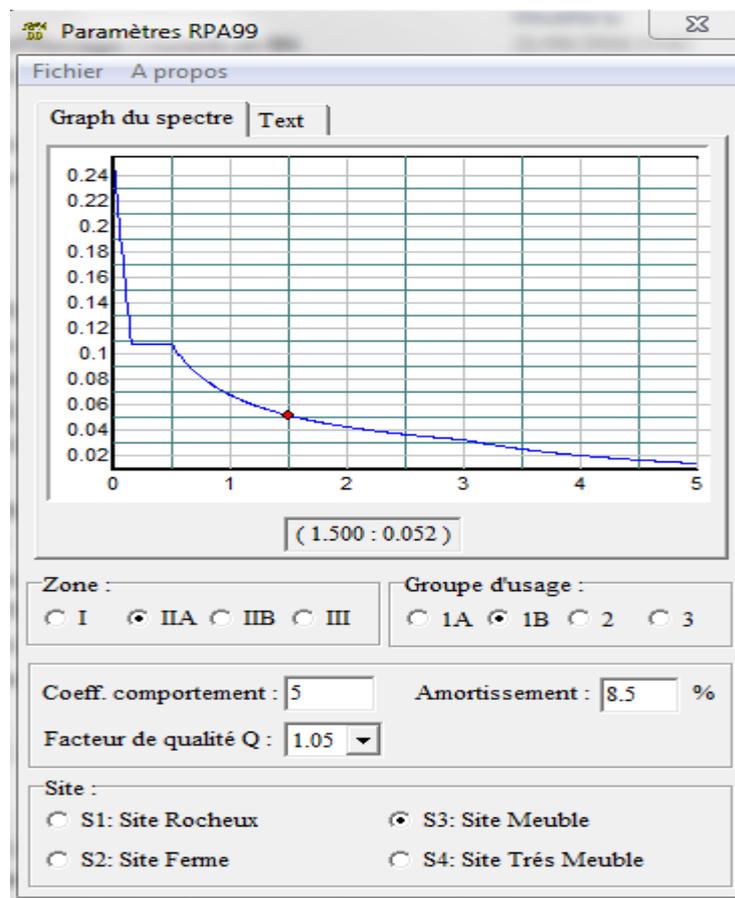
La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifié les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité **Q=1,05**

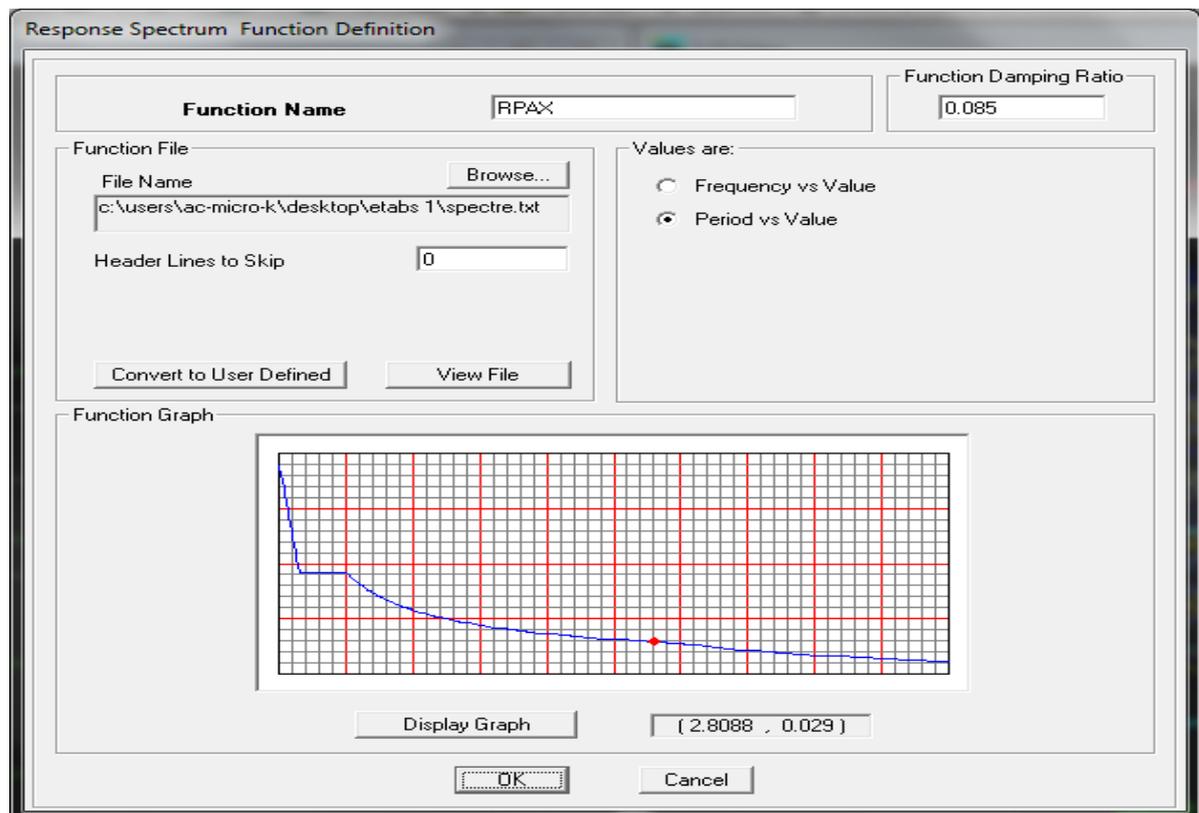
En introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on

Clique sur **Texte** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

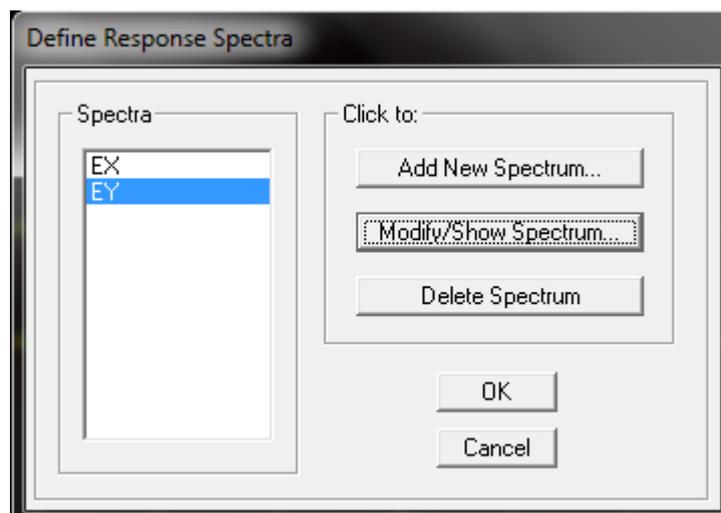
Define → **Define Response Spectrum Functions** → **Add new function**



Function Name (nom du spectre): **SPECTRE**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Response spectrum cases → Add new spectrum



IV.4.5 Cinquième étape :

Introduction des charges et surcharges (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

❖ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

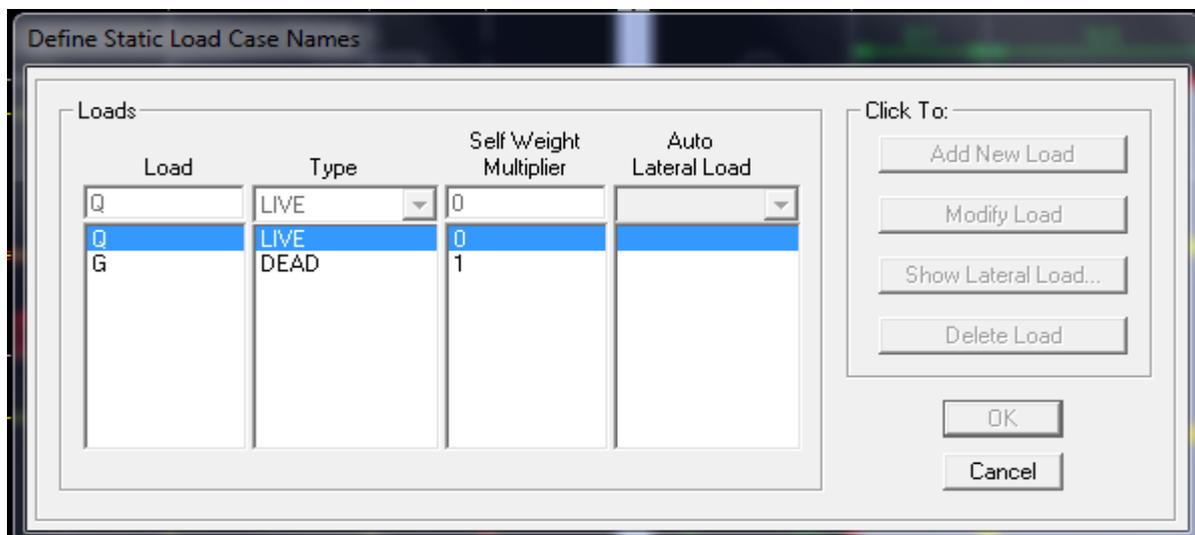
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ Surcharges d'exploitation :

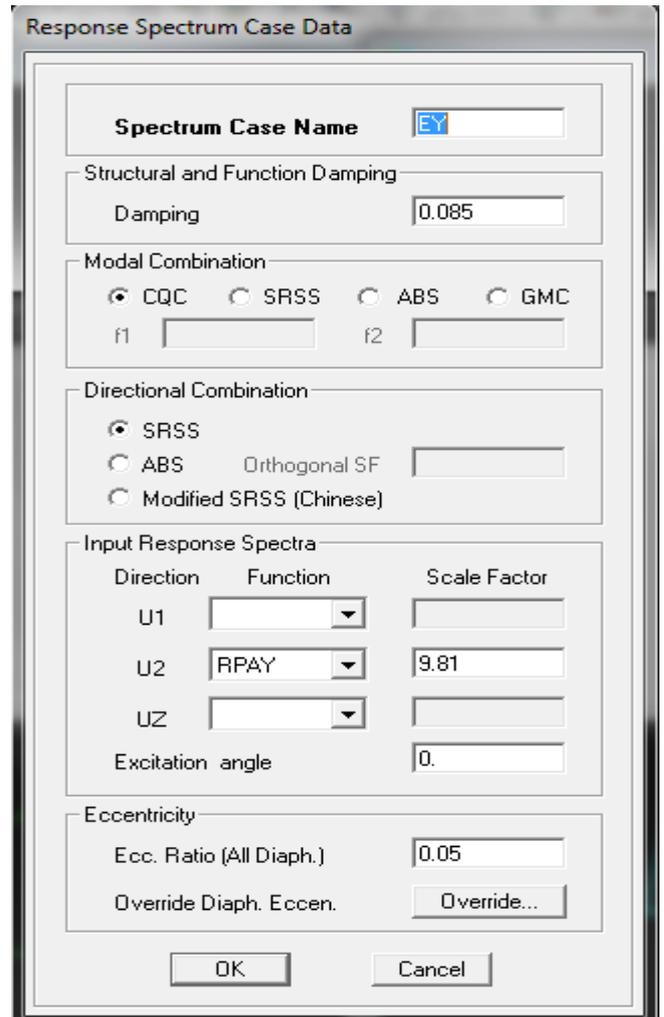
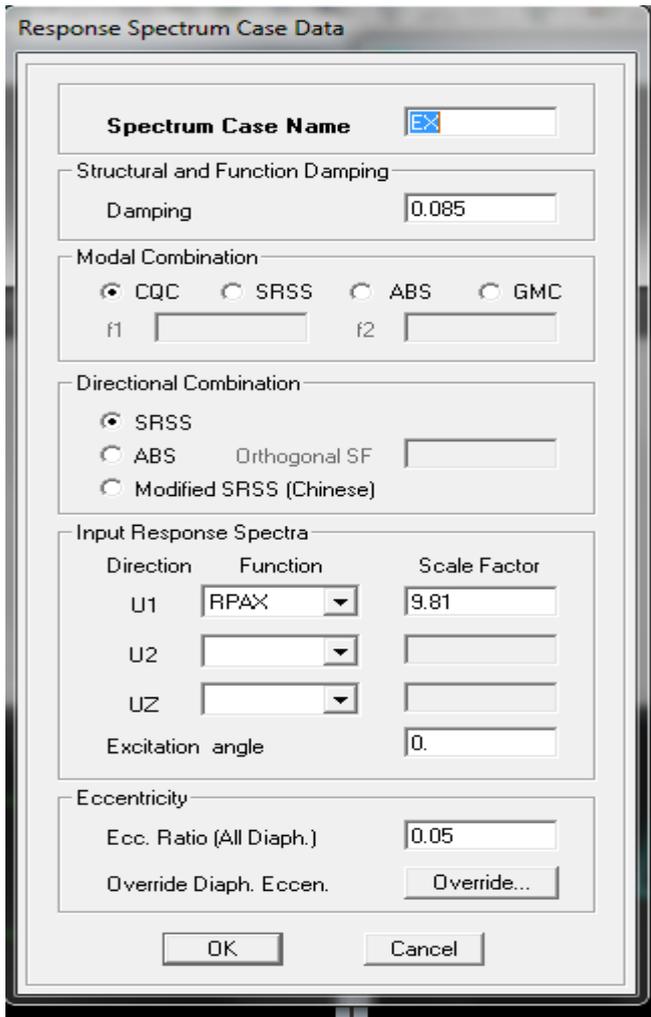
Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**



IV.4.6. Sixième étape : définition du séisme



IV.4.7. Septième étape :

Introduction des combinaisons d’actions.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

🚦 Combinaisons aux états limites :

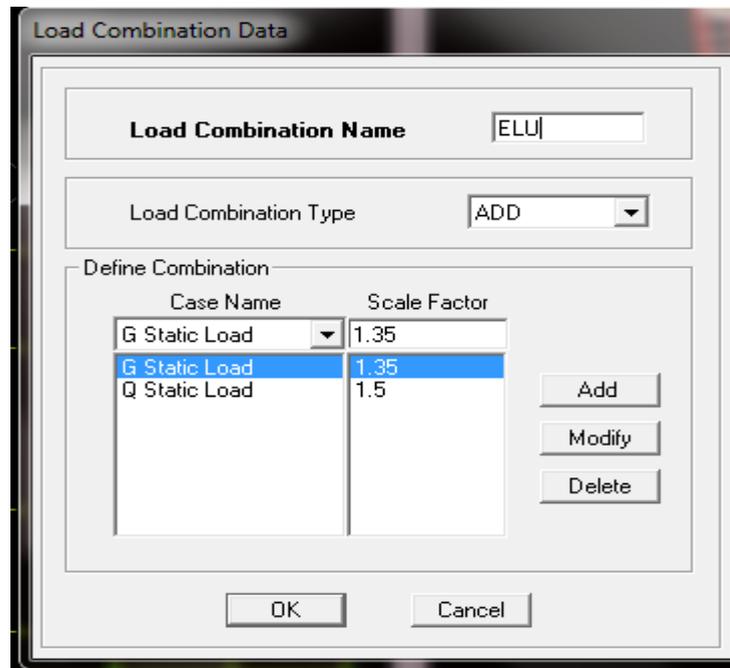
$$BAEL91 \begin{cases} ELU \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ ELS \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

🚦 Combinaisons accidentelles du RPA :

$$RPA99 \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.8. Huitième étape :

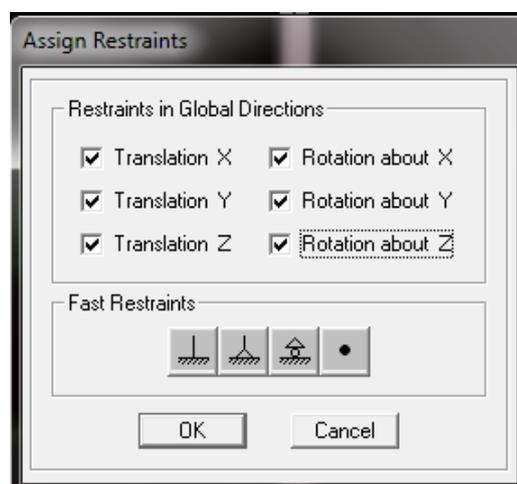
Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point →  Restraints



❖ Diaphragme :

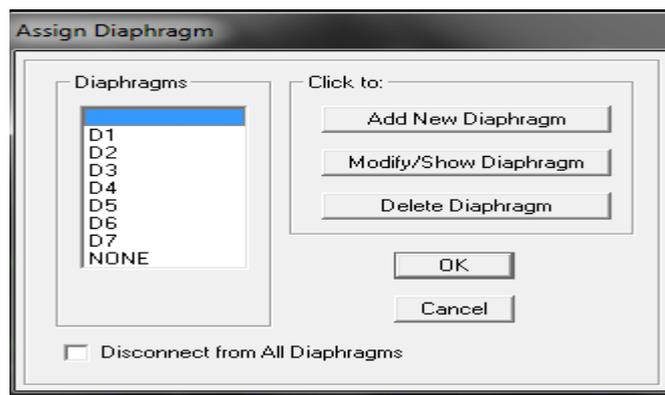
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

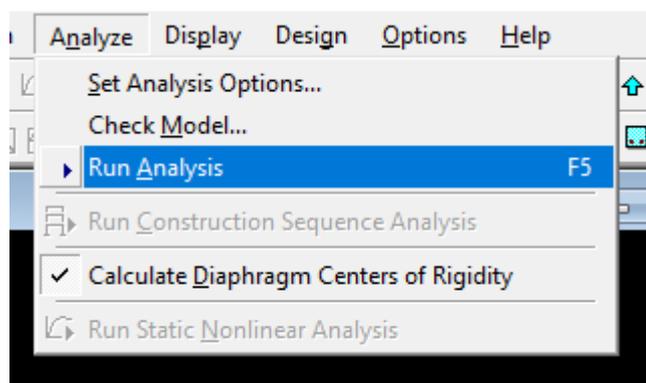
Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**IV.4.9. Neuvième étape : Analyse de la structure**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

**IV.4.10. Dixième étape : vérification des exigences du RPA**

1) Vérification des modes de vibration :

Mode	Période	UX	UY	UZ	RZ
1	0.596993	77.4785	0.0185	0	0.1487
2	0.558708	0.0181	78.3578	0	0.0003
3	0.447727	0.12	0.0003	0	75.9204
4	0.169256	13.5216	0.0333	0	0.0059
5	0.1611	0.0382	12.9766	0	0.0005
6	0.119595	0.0019	0.0003	0	15.0574
7	0.079714	5.015	0.071	0	0.0203
8	0.077942	0.072	4.9418	0	0.0005
9	0.053179	0.0013	0.0003	0	5.2691
10	0.047405	2.1672	0.0728	0	0.0023
11	0.046454	0.079	2.212	0	0.0002
12	0.040529	0.1032	0.0224	0	0.0027

Tableau IV.1 : vérification des modes de vibration

1^{er} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 77,4785\% > 50\%$ Condition vérifiée

2^{ème} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 78,3578\% > 50\%$ Condition vérifiée

3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 75,9204\% > 50\%$ Condition vérifiée

2) Vérification de la participation massique :

$$\left. \begin{array}{l} \text{SUM } U_x = 91,1763 > 90\% \\ \text{SUM } U_y = 91,3866 > 90\% \end{array} \right\} \text{ mode 5}$$

Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
1	77.4785	0.0185	0
2	77.4966	78.3763	0
3	77.6166	78.3766	0
4	91.1382	78.4099	0
5	91.1763	91.3866	0
6	91.1782	91.3869	0
7	96.1932	91.4579	0
8	96.2652	96.3996	0
9	96.2665	96.3999	0
10	98.4338	96.4727	0
11	98.5127	98.6847	0
12	98.6159	98.7071	0

Tableau IV.2 : Vérification de la participation massique

3) vérification de l'effort normale réduit :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

✓ **Pour les poteaux (40 × 40) :** $N_d = 1342,75$ KN

$$V = \frac{1342,75 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,335 \geq 0,30 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc il faut augmenter les paramètres de dominateur B ou f_{c28}

Les résultats après l'augmentation des sections des poteaux :

Pour les poteaux (45 × 45) :

$$V = \frac{1389,93 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,274 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Pour les poteaux (40 × 40) :**

$$V = \frac{618,77 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,154 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Pour les poteaux (35 × 35) :**

$$V = \frac{869,42 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,283 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.
- ✓ **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- ✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$E_{x \text{ accid}} = 5\% L_{\max}$$

$$E_{y \text{ accid}} = 5\% L_{\max}$$

➤ **Suivant le sens x-x :**

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	5% L	XCCM-XCR	OBSERVATION
E-SOL	D1	9,552	9,467	0,945	0,085	Condition vérifiée
RDC	D2	9,488	9,469	0,945	0,019	Condition vérifiée
ETAGE 1	D3	9,489	9,47	0,945	0,019	Condition vérifiée
ETAGE2	D4	9,495	9,476	0,945	0,019	Condition vérifiée
ETAGE3	D5	9,49	9,501	0,945	0,011	Condition vérifiée
ETAGE4	D6	9,488	9,52	0,945	0,032	Condition vérifiée
CHARPENTE	D7	9,45	9,507	0,945	0,057	Condition vérifiée

Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant X-X

➤ **Suivant le sens y-y :**

Story	Diaphragme	YCCM	YCR	5% L	YCCM-YCR	OBSERVATION
E-SOL	D1	8,036	7,237	0,945	0,799	Condition vérifiée
RDC	D2	7,796	7,457	0,945	0,339	Condition vérifiée
ETAGE 1	D3	7,689	7,548	0,945	0,141	Condition vérifiée
ETAGE2	D4	7,692	7,593	0,945	0,099	Condition vérifiée
ETAGE3	D5	7,681	7,618	0,945	0,063	Condition vérifiée
ETAGE4	D6	7,062	7,604	0,945	0,542	Condition vérifiée
CHARPENTE	D7	6,45	7,322	0,945	0,872	Condition vérifiée

Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y

On remarque que l'excentricité de l'étage 4 et de la charpente n'est pas vérifiée à cause de la différence de rigidité entre les deux étages.

5) Justification du système de contreventement :

On doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

✓ **Le % des charges verticales repris par les voiles :**

$$\left. \begin{array}{l} W_T \longrightarrow 100 \% \\ W_{\text{voile}} \longrightarrow x \% \end{array} \right\} x = \frac{W_{\text{voile}} \times 100}{W_T}$$

On tire à partir de l'ETABS :

$$W_T = 22558,07 \text{ KN}$$

$$W_{\text{voiles}} = 3774,25 \text{ KN}$$

D'où :

$$x = \frac{3774,25 \times 100}{22558,07} = 16,73\%$$

Le % des charges verticales repris par les voiles est de **16,73%**

✓ **Charge horizontale X-X du voile :**

Story	VX	V2	charge repris pas les voiles	charge repris par le portique
E/SOL	1340,88	885,52	66,04	33,96
RDC	1287,28	621,12	48,25	51,75
ET1	1168,79	417,09	35,68	64,32
ET2	995,27	419,2	42,11	57,89
ET3	760,65	241,06	31,69	68,31
ET4	469,59	107,52	22,89	77,11
moyenne			41,11	58,89

Tableau IV.5: Le % des charges horizontal repris par les voiles

Et les portiques sens X-X

$$\text{Avec : } V_{x \text{ étage}} \longrightarrow 100\%$$

$$V_L = V_2 \longrightarrow x \%$$

Le % des Charges horizontale repris par les voiles longitudinales est de **41,11%**

✓ **Charge horizontale Y-Y du voile :**

Story	VX	V2	charge repris pas les voiles	charge repris par le portique
E/SOL	1464,74	988,09	67,45	32,55
RDC	1407,47	691,99	49,16	50,84
ET1	1275,71	500,4	39,22	60,78
ET2	1080,03	500,43	46,33	53,67
ET3	815,43	233,54	28,64	71,36
ET4	493,48	148,25	30,04	69,96
moyenne			43,47	56,53

Tableau IV.6: pourcentage des charges horizontal repris par les voiles

et les portiques sens Y-Y

$$\text{Avec : } V_{x \text{ étage}} \longrightarrow 100\%$$

$$V_L = V_2 \longrightarrow x \%$$

Le % des Charges horizontale repris par les voiles transversales est de **43,47%**

Donc :

Le % des Charges horizontale repris par les voiles transversales est de **43,47% < 75%**

Le % des Charges horizontale repris par les voiles longitudinales est de **41,11% < 75%**

Le % des charges verticales repris par les voiles est de **16,73% < 20%**

On distingue que le coefficient de comportement de notre structure est :

R=5 (mixte portique/ voiles avec interaction)

6) vérification de la période : (Art 4.2.4. / RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T \cdot h_N^{3/4} \right)$$

Où :

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement donné par le tableau (4.6 /RPA 99 V2003).

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « **C_T= 0,05** », **h_n = 25 m**.

$$T_{\text{etabs}} = 0,596 \text{ S}$$

$$T_3 = 0,05 \times (25)^{3/4} = 0,63 \text{ S}$$

$$T_1 = \frac{0,09 \times 25}{\sqrt{18,9}} = 0,517 \text{ S}$$

$$T_2 = \frac{0,09 \times 25}{\sqrt{17,45}} = 0,538 \text{ S}$$

$$T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,517 \text{ S}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0,596 \text{ S} < 1,3 T_{\text{Empirique}} = 1,3 \times 0,517 = 0,672 \text{ S} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7) vérification de l'effort tranchant à la base : (Art 4.2.3/ RPA 99version 2003) :

D'après l'article (4.3.6 /RPA 99 V 2003) la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_x dyn et V_y dyn :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.1/ RPA 99 version 2003}).$$

✓ calcul du facteur d’amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{0,3} \right)^{2/3} \left(\frac{0,3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Art.4.2. /RPA 99 version 2003})$$

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.7. : Valeur de T₁ et T₂ (4.7 /RPA 99B version 2003)

Notre site est de S3 (meuble)

$$T_1 = 0,15 \text{ S} \quad T_2 = 0,5 \text{ S}$$

$$T_2 = 0,5 < T = 0,517 = 0,596 < 3$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

✓ Calcul de facteur de correction d’amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

✓ Calcul du facteur d’amortissement ξ :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.8 : Valeur de ξ (4.2 /RPA 99 version 2003)

$$\xi = \frac{(10+7)}{2} = 8,5 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,816$$

$$D = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,596}\right)^{2/3} = 1,81$$

✓ **Le facteur de qualité :**

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

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

Critère q	Observé (oui/non)	Valeur de Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement.	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan.	Non	0,05
Régularité en élévation.	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
Contrôle de la qualité du matériau	Non	0,05

Tableau IV.9: Valeur de pénalité P_q

Donc $Q_x=Q_y= 1+0,15=1,15$

✓ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0.30	0, 40
1 B	0,12	0, 20	0.25	0, 30
2	0,10	0,15	0.20	0, 25
3	0,07	0,10	0.14	0,18

Tableau IV.10: Coefficient d'accélération de zone A

Dans notre cas on a : **groupe d'usage 2 et zone sismique IIa**

Donc : **A= 0,15**

✓ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,81
Facteur de qualité Q	1,05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t (KN)	22558,07

Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,15}{5} \times 22558,07 = 1408,64 \text{ KN}$$

$$V_x = 1340,88 \text{ KN} > 0,8V_{\text{calculer}} = 0,8 \times 1408,64 = 1126,912 \text{ KN}$$

$$V_y = 1464,76 \text{ KN} > 0,8V_{\text{calculer}} = 0,8 \times 1408,64 = 1126,912 \text{ KN}$$

$V_{\text{ETABS}} > 80\% V_{\text{MSE}}$ donc la condition exigé par l'article (4.3.6 /RPA99 version 2003) est vérifiée.

8) Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) (Art 5.1 / RPA99 version 2003) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1 \quad (\text{Art 4.4.3 / 99 version 2003})$$

$$\text{Avec : } \delta K = R \times \delta eK \quad (\text{Art 4.4.3 / 99 version 2003})$$

δeK : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Les valeurs de δeK seront tirées du logiciel ETABS.

Etage			Sens XX			
Niveau	h	1%h	δeK Dép Ux (cm)	δk Dép Ux*R	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Observation
CHARPENTE	630	6,3	1,0984	5,492	0,195	Condition vérifiée
4ème Etage	306	3,06	1,0594	5,297	0,8595	Condition vérifiée
3ème Etage	306	3,06	0,8875	4,4375	0,904	Condition vérifiée
2ème Etage	306	3,06	0,7067	3,5335	1,0355	Condition vérifiée
1ere Etage	306	3,06	0,4996	2,498	1,0455	Condition vérifiée
RDC	306	3,06	0,2905	1,4525	0,92	Condition vérifiée
E-S	340	3,4	0,1065	0,5325	0,5325	Condition vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe X-X.

Etage			Sens yy			
Niveau	h	1%h	δ_{ek} Dép Uy (cm)	δ_k Dép Uy*R	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Observation
CHARPENTE	630	6,3	0,9465	4,7325	0,155	Condition vérifiée
4ème Etage	306	3,06	0,9155	4,5775	0,5905	Condition vérifiée
3ème Etage	306	3,06	0,7974	3,987	0,748	Condition vérifiée
2ème Etage	306	3,06	0,6478	3,239	0,91	Condition vérifiée
1ere Etage	306	3,06	0,4658	2,329	0,946	Condition vérifiée
RDC	306	3,06	0,2766	1,383	0,8595	Condition vérifiée
E-S	340	3,4	0,1047	0,5235	0,5235	Condition vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages suivant l'axe Y-Y.

9) Vérification de l'effet P- Δ (Art 5.9 / RPA 99 version 2003) :

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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

L'effet P Δ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Etage			Sens XX			
Niv	h [cm]	P(KN)	V_X^K (KN)	Δ_X^K (cm)	θ_x	Observation
Charpente	630	1060,49	8,74	0,195	0,038	Condition vérifiée
4ème Etage	306	4508,48	469,59	0,8595	0,027	Condition vérifiée
3ème Etage	306	8206,67	760,65	0,904	0,032	Condition vérifiée
2ème Etage	306	11856,34	995,27	1,0355	0,040	Condition vérifiée
1ere Etage	306	15594,06	1168,79	1,0455	0,046	Condition vérifiée
RDC	306	19361,98	1287,28	0,92	0,045	Condition vérifiée
E-Sol	340	22558,07	1340,88	0,5325	0,026	Condition vérifiée

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X

Etage			Sens YY			
Niv	h [cm]	P(KN)	V_Y^K (KN)	Δ_Y^K (cm)	θ_y	Observation
Charpente	630	1060,49	9,21	0,155	0,028	Condition vérifiée
4ème Etage	306	4508,48	493,48	0,5905	0,018	Condition vérifiée
3ème Etage	306	8206,67	815,43	0,748	0,025	Condition vérifiée
2ème Etage	306	11856,34	1080,03	0,91	0,033	Condition vérifiée
1ere Etage	306	15594,06	1275,71	0,946	0,038	Condition vérifiée
RDC	306	19361,98	1407,47	0,8595	0,039	Condition vérifiée
E-Sol	340	22558,07	1464,74	0,5235	0,024	Condition vérifiée

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V.1. Les poutres

V.1.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux ou incliné non exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple ou flexion composé en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$1,35 G + 1,5 Q$	ELU
$G + Q$	ELS
$G + Q + Ex, y$	(5.1 RPA 99 version 2003)
$0,8 G \pm Ex, y$	(5.2 RPA 99 version 2003)

V.1.2. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

1) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA99 version 2003)

	%Minimal d'armatures $A_{min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ [cm ²]
Poutre principale 35×45	7,875	63	94,5
Poutre secondaire 30×40	6	48	72
Poutre incliné 35×45	7,875	63	94,5
Poutre secondaire 30×35	5,25	42	63

Tableau V.1. : Les exigences de l'RPA 99 version 2003 par rapport à l'armature longitudinale

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2/ RPA version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \implies \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies \text{Zone courante}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

❖ Dispositions constructives :

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 :

- ✓ À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

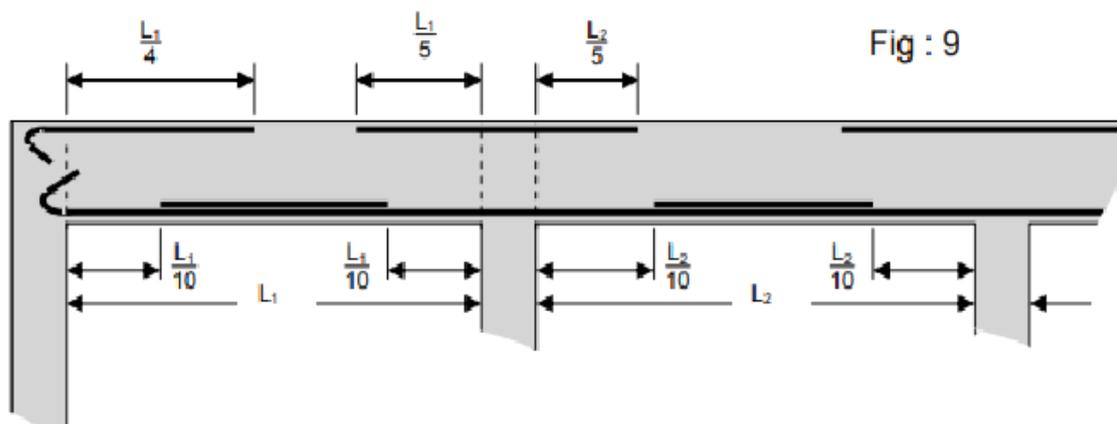


Figure V.1 : disposition constructive des armatures

➤ **Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \end{cases}$$

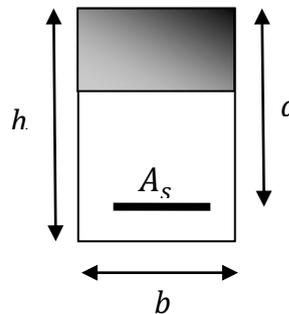
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

- **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$

La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

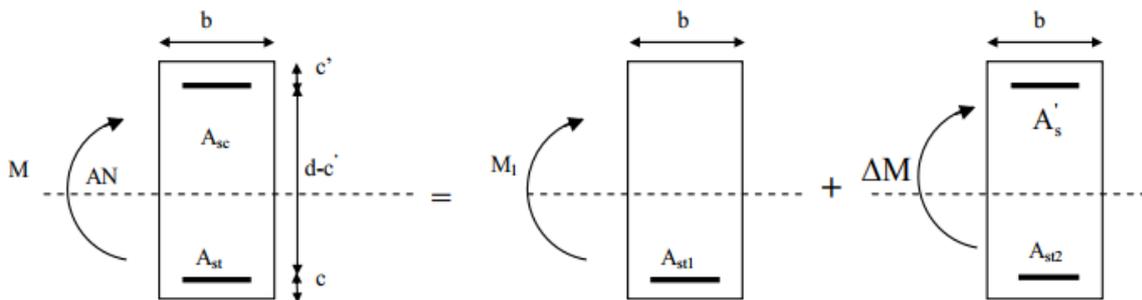
$$\begin{cases} A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



- **2^{er} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$

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

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\begin{cases} M_u = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Armature tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

V.1.3. Calcul du ferrailage a ELU :

1) Armatures longitudinales :

❖ Poutre principale : (35×45)

➤ En travée :

$$M_t = 120,318 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{120,318 \times 10^3}{35 \times 42,5^2 \times 14,2} = 0,134 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{120,318 \times 10^2}{0,928 \times 42,5 \times 34,8} = 8,77 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA14 (fil) + 3HA14(chap) = 9,23 cm².**

➤ Aux appuis :

$$M_A = 145,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{145,68 \times 10^3}{35 \times 42,5^2 \times 18,47} = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{145,68 \times 10^2}{0,933 \times 42,5 \times 400} = 9,18 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA14 (fil) + 3HA14(chap) = 9,23 cm².**

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

	Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	A_{min} (cm ²)	A Cal [cm ²]	A_{Adpt} [cm ²]
Plancher Corps Creux	Poutre Principale (35×45)	Travée	120,318	0,134	S.S.A	7,88	8,77	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 9,23
		Appuis	145,68	0,125	S.S.A	7,88	9,18	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 9,23
	Poutre Secondaire (30×40)	Travée	60,659	0,101	S.S.A	6,00	4,91	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78
		Appuis	88,793	0,114	S.S.A	6,00	6,30	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78
Charpente	Poutre Secondaire (30×35)	Travée	7,664	0,017	S.S.A	5,25	0,68	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78
		Appuis	12,112	0,027	S.S.A	5,25	0,94	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 6,78

Tableau V.2 : Calcule Armature Longitudinale à l'ELU.

❖ Les poutres inclinées : sont ferrillées en flexion composé

✓ Aux appuis :

$$M_{appuis} = 15,593 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 6,388 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,593}{6,388} = 2,44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,45}{2} - 0,025 = 0,2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 2,44 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = 0,2 \text{ m} \end{array} \right\} e > \frac{h}{2} - c' \implies \text{S.P.C}$$

➤ Calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times g$$

$$g = e - \frac{h}{2} + c = 2,44 - \frac{0,45}{2} + 0,025 = 2,24 \text{ m}$$

$$D'où : M_f = 6,388 \times 2,24 = 14,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,31 \times 10^6}{350 \times 425^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,992$$

✓ Calcul des armatures fictif

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,31 \times 10^2}{0,992 \times 42,5 \times 34,8} = 0,988 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,988 \text{ cm}^2$$

✓ Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,988 + \frac{6,388}{34,8} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3 HA 14 (fil) + 3 HA12 (chap) = 8,01 cm²**

➤ En travée

$$M_{travée} = 5,225 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = -9,51 \text{ KN (effort de compression)}$$

$$\left. \begin{aligned} e = \frac{M}{N} = \frac{5,225}{9,51} = 0,55 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{0,45}{2} - 0,025 = 0,15 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > \frac{h}{2} - c' \implies \text{S.P.C}$$

✓ Calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times g$$

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 0,55 + \frac{0,45}{2} - 0,025 = 0,75 \text{ m}$$

$$D'où : M_f = 9,51 \times 0,75 = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,13 \times 10^6}{350 \times 425^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,996$$

✓ Calcul des armatures fictif :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,13 \times 10^2}{0,996 \times 42,5 \times 34,8} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,50 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,50 - \frac{9,51}{34,8} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,23 \text{ cm}^2$.

On opte : **3HA 14 (fil) + 3 HA12 (chap) = 8,01cm²**

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2/ RPA99 version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \implies \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies \text{Zone courante}$$

	Poutre	S _t (cm)			A _t (cm ²)	Ferrailage
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (35×45)	Zone nodale S _t ≤ min (h/4;12φ)	S _t ≤ min(11,25;16,8)	10	1,05	4 HA 8 2,01
		Zone courante S _t ≤ (h/2)	S _t ≤ 22,5	15	1,575	
	Poutre Secondaire (30×40)	Zone nodale S _t ≤ min (h/4;12φ)	S _t ≤ min (10 ;14,4)	8	0,9	4 HA 8 2,01
		Zone courante S _t ≤ (h/2)	S _t ≤ 20	15	1,35	
Charpente	Poutre inclinée (35×45)	Zone nodale S _t ≤ min (h/4;12φ)	S _t ≤ min (11,2;14,4)	10	1,05	4 HA 8 2,01
		Zone courante S _t ≤ (h/2)	S _t ≤ 22,5	15	1,575	
	Poutre Secondaire (30×35)	Zone nodale S _t ≤ min (h/4;12φ)	S _t ≤ min (8,75 ;14,4)	8	0,72	4 HA 8 2,01
		Zone courante S _t ≤ (h/2)	S _t ≤ 17,5	15	1,35	

Tableau V.3. : Calcule Armature transversale à l'ELU.

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus de l'appui ou de l'encastrement.

3) Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2 \times h$

Avec : h : hauteur de la poutre

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm.}$ Poutres principales de (35×45)

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$ Poutres secondaires de (30×40)

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm.}$ Poutres inclinés de (35×45)

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$ Poutres secondaire de (30×35)

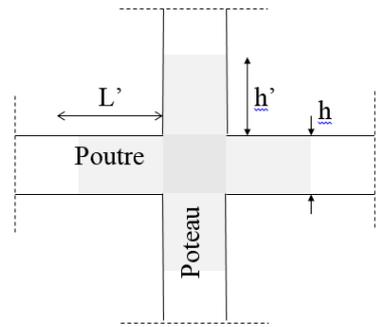


Fig V.2 : délimitation de la zone nodale

V.1.4. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 version 99)

Pour les poutres principales (35×45)

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,80 \text{ cm}^2.$$

- ✓ En travée : $A_{st} = 10,65 > 1,80 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.
- ✓ Aux appuis : $A_a = 10,65 > 1,80 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée

	Poutre	zone	$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{CNF} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
Plancher Corps Creux	Poutre principale (35×45)	Travée	9,23	1,80	Condition vérifiée
		Appuis	9,23		
	Poutre secondaire (30×40)	Travée	6,78	1,36	Condition vérifiée
		Appuis	6,78		
Charpente	Poutre incliné (35×45)	Travée	8,01	1,80	Condition vérifiée
		Appuis	8,01		
	Poutre secondaire (30×35)	Appuis	6,78	1,18	Condition vérifiée
		Appuis	6,78		

Tableau V.4 : Vérification de la condition de non fragilité

2) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 version 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutre principale (35×45) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{151,43 \times 10^3}{350 \times 425} = 1,01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

	Poutre	V_{u max} (KN)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	Observation
Plancher Corps Creux	Poutre principale (35×45)	151,43	3,33	1,01	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×40)	77,01	3,33	0,68	Condition vérifiée
Charpente	Poutre incliné (35×45)	14,63	3,33	0,098	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×35)	16,19	3,33	0,166	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification au cisaillement

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3 /BAEL 91 version 99)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{151,43 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 263,76} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

	Poutre	V_u max (KN)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	τ_{se} (MPa)	Observation
Plancher Corps Creux	Poutre principale (35×45)	151,43	3,15	1,50	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×40)	77,01	3,15	1,00	Condition vérifiée
Charpente	Poutre incliné (35×45)	14,63	3,15	0,156	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×35)	16,19	3,15	0,24	Condition vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de l'adhérence des barres

4) Ancrage des barres (Art. A.6.1.2 / CBA93) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

- ✓ Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm}$
- ✓ Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}$

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- ✓ Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm.}$
- ✓ Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$

Donc $L_c = 20 \text{ cm}$

5) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis (Art A.5.1.312/BAEL 91 version 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u + \frac{M^a}{0,9d} < 0$

✓ **Poutre principale (35×45)**

$$T_u + \frac{M^a}{0,9d} = 151,43 - \frac{145,68}{0,9 \times 0,425} = -229,43 \text{ KN} < 0$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

	Poutre	$V_{u \max}$ (KN)	M^a (KN.m)	$T_u + \frac{M^a}{0,9d}$	Observation
Plancher Corps Creux	Poutre principale (35×45)	151,43	145,68	-229,43	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×40)	77,01	88,793	-186,1	Condition vérifiée
Charpente	Poutre incliné (35×45)	14,63	15,59	-26,13	Condition vérifiée
	Poutre secondaire (30×35)	16,19	12,112	-25,22	Condition vérifiée

Tableau V.7 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313 /BAEL 91 version 99)**

$$\frac{2T_u}{0,9db} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutre Principale (35×45) :**

$$T_u = 151,43 \text{ KN} < \bar{T}_u = \frac{0,8 \times 25 \times 0,9 \times 425 \times 350 \times 10^{-3}}{2 \times 1,5} = 892,5 \text{ KN}$$

	Poutres	T_u (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Plancher Corps creux	Principale (35×45)	151,43	892,5	Condition vérifiée
	Secondaire (30×40)	77,01	675	Condition vérifiée
Charpente	Inclinée (35×45)	14,63	892,5	Condition vérifiée
	Secondaire (30×35)	16,19	675	Condition vérifiée

Tableau V.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

V.1.5. Vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99)

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Poutre Principale (35×45) :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{35 \times 42,5} = 0,620$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{58,227 \times 10^6}{0,884 \times 425 \times 923} = 167,91 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167,91}{28,10} = 5,97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

	Poutre	Zone	A _h Adpt [cm ²]	M _s (KN.m)	ρ	β ₁	K ₁	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}		σ _s ≤ σ̄ _s	
								σ _{bc} (Mpa)	obs	σ _s (Mpa)	obs
Plancher Corps Creux	Poutre Principale (35×45)	Travée	9,23	42,578	0,620	0,884	28,10	4,37	C.V	122,78	C.V
		Appuis	9,23	58,227	0,620	0,884	28,10	5,97	C.V	167,91	C.V
	Poutre Secondaire (30×40)	Travée	6,78	25,289	0,603	0,885	28,48	3,95	C.V	112,39	C.V
		Appuis	6,78	45,478	0,603	0,885	28,48	7,10	C.V	202,11	C.V
Charpente	Poutre inclinée (35×45)	Travée	8,01	2,836	0,538	0,890	30,45	0,31	C.V	9,36	C.V
		Appuis	8,01	11,565	0,538	0,890	30,45	1,25	C.V	38,17	C.V
	Poutre Secondaire (30×35)	Travée	6,78	5,565	0,695	0,879	26,32	1,10	C.V	28,73	C.V
		Appuis	6,78	8,795	0,695	0,879	26,32	1,73	C.V	45,41	C.V

Tableau V.9: vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

3) Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5/ BAEL 91 révisées 99) :

Les valeurs de la flèche seront extraire à partir du logiciel ETABS

Pour L > 5 m
$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

Pour L < 5 m
$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec \bar{f} : la flèche admissible.

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre Principale (35×45) :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{550}{1000} + 0,5 = 1,05 \text{ cm}$$

$f_{RSA} = 0,093 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée

Les résultats de la flèche sont dans le tableau suivant :

	Poutre	f (RSA)	\bar{f}		Observation
			L [cm]	\bar{f}	
Plancher Corps Creux	Poutre Principale (35×45)	0,093	550	1,05	Condition vérifiée
	Poutre Secondaire (30×40)	0,019	455	0,91	Condition vérifiée
Charpente	Poutre inclinée (35×45)	0,056	608	1,11	Condition vérifiée
	Poutre Secondaire (30×35)	0,016	455	0,91	Condition vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de la flèche Pour les poutres

La flèche est vérifiée pour tous les poutres (poutres de plancher et de la charpente).

V.2. Les poteaux :**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

$$G + Q + E_{x, y} \quad (5.1 \text{ RPA 99 version 2003})$$

$$0,8 G \pm E_{x, y} \quad (5.2 \text{ RPA 99 version 2003})$$

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composé, en tenant compte des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

V.2.2. Recommandation du RPA 99 version 2003 :**1) Armatures longitudinales : (Art 7.4.2 /RPA99 version 2003)**

D'après l'article **7.4.2 du RPA99 version 2003**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0,8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante.
- Le pourcentage maximal est de 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur de recouvrement minimal est de 40ϕ zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites en dehors des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

$b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau.

h_e : La hauteur du poteau.

$b; d$: Les dimensions de la section transversale de la poutre.

Section des poteaux (cm ²)	% Minimal d'armatures A_{min} = 0,8% . bh (cm ²)	% maximal d'armatures	
		Zone courante A_{max} = 4%bh (cm ²)	Zone de recouvrement A_{max} = 6% bh (cm ²)
45×45	16,2	81	121,5
40×40	12,8	64	96
35×35	9,8	49	73,5

Tableau V.11 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

2) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/ RPA 99 version 2003)

✓ Les armatures transversales sont calculées comme suite :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élançement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \quad \text{avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales

- Zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en **zone II**
- Zone courante : $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en **zone II**

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 \emptyset** minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

3) La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux :

Nous allons ferrailer par zone, on à subdiviser les poteaux en trois zone :

- **Zone I** : Entre- SOL, RDC, 1er étage
- **Zone II** : Du 2er étage au 4^{ème} étage.
- **Zone III** : Toiture

Les calculs sont faits manuellement et ils sont vérifiés à l'aide du logiciel SOCOTEC

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	M _f	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	Entre Sol au 1 ^{er} étage	45×45	N ^{max} -M ^{corr}	-1602,42	3,281	0,002	0,2	323,68	SPC	SSA	0	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,71
			N ^{min} -M ^{corr}	164,36	5,592	0,034	0,2	27,28	SET	SSA	1,96	2,76			
			M ^{max} -N ^{corr}	-583,64	81,245	0,14	0,2	198,44	SPC	SSA	0	0			
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	40×40	N ^{max} -M ^{corr}	-733,49	5,298	0,007	0,175	133,49	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			N ^{min} -M ^{corr}	114,25	30,773	0,269	0,175	50,73	SPC	SSA	0	4,12			
			M ^{max} -N ^{corr}	-237,12	-61,61	0,259	0,175	102,91	SPC	SSA	0	1,70			
III	Toiture	35×35	N ^{max} -M ^{corr}	-973,64	-5,82	0,0059	0,15	151,79	SPC	SSA	0	0	9,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			N ^{min} -M ^{corr}	445,29	-0,011	0,0002	0,15	66,70	SET	SSA	6,4	6,4			
			M ^{max} -N ^{corr}	-426,45	20,354	0,047	0,15	84	SPC	SSA	0	0			

Tableau V.12 : Ferrailage des poteaux suivant X-X

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	Mf	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	Entre Sol au 1 ^{er} étage	45×45	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-1602,42	7,372	0,0046	0,2	327,85	SPC	SSA	0	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,71
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	164,36	6,671	0,04	0,2	26,30	SET	SSA	1,88	2,84			
			$M^{\max} - N^{\text{corr}}$	-517,91	-110,366	0,213	0,2	213,90	SPC	SSA	0	1,32			
II	2 ^{ème} étage au 4 ^{ème} étage	40×40	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-733,49	3,696	0,005	0,175	132,02	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	114,25	-26,962	0,236	0,175	46,96	SPC	SSA	0	3,82			
			$M^{\max} - N^{\text{corr}}$	-358,56	-78,634	0,219	0,175	141,27	SPC	SSA	0	1,76			
III	Toiture	35×35	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-973,64	-11,998	0,0123	0,15	158,02	SPC	SSA	0	0	9,8	4HA16 + 4HA14	14,19
			$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	445,29	-0,994	0,0022	0,15	65,81	SET	SSA	6,31	6,5			
			$M^{\max} - N^{\text{corr}}$	437,15	28,564	0,065	0,15	37,16	SET	SSA	3,55	9,02			

Tableau V.13 : Ferraillage des poteaux suivant Y-Y

V.2.4. Vérification des exigences de l'RPA 99 version 2003) :**1) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/ RPA 99 version 2003) :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25cm$
 - La longueur minimale des recouvrements est de: $40\emptyset$ en zone IIa .
- ✓ Poteaux (45 × 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80$ cm.
 - ✓ Poteaux (40 × 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64$ cm.
 - ✓ Poteaux (35 × 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56$ cm.

2) Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2/ RPA 99 version 2003):

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} \quad (7.1/ RPA 99 version 2003)$$

✓ **Espacement des armatures transversales**

- **Dans la zone nodale** $S_t \leq \min (10\emptyset ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = \min (14; 15 \text{ cm}) \quad S_t = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

- **Dans la zone courante** $S_t \leq \min(15\emptyset)$.

$$S_t \leq \min (15 \emptyset) = \min (15 \times 1,4) \quad S_t = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

\emptyset : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Exemple de calcul :**Poteaux 45×45 :**

$$I_f = 0,7 L_0$$

Avec :

I_f : longueur de flambement

$$I_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{238}{45} = \mathbf{5,289 > 5}$$

D'où : $\rho = 2,5$

Tu : L'effort tranchant max Tu = 73,58 KN

✓ **En zone nodale : S_t = 10 cm**

$$A_t = \frac{73,58 \times 2,5 \times 10 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,02 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante : = 15 cm**

$$A_t = \frac{73,58 \times 2,5 \times 15 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux	T _u (KN)	b m	h ₁ m	l _f m	S _t zone nodale (cm)	S _t zone courante (cm)	λ _g	ρ	A _t zone nodale (cm ²)	A _t zone courante (cm ²)	A _{ad}
(45 × 45)	73,58	0,45	0,45	2,38	10	15	5,289	2,5	1,02	1,53	2,01
(40 × 40)	55,04	0,40	0,40	2,142	10	15	5,355	2,5	0,86	1,29	2,01
(35 × 35)	15	0,35	0,35	3,584	10	15	10,24	2,5	0,268	0,401	2,01

Tableau V.14 : Détermination des armatures transversales

3) Détermination de la zone nodale (Art 7.4.2.1 / RPA 99 version 2003) :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
45 × 45	h' = max (49,16 ; 45 ; 45 ; 60cm)	h' = 60 cm
40 × 40	h' = max (43,5 ; 40 ; 40 ; 60cm)	h' = 60 cm
35 × 35	h' = max(85,33 ; 35 ; 35 ; 60cm)	h' = 85,33 cm

Tableau V.15 : Détermination des zones nodales

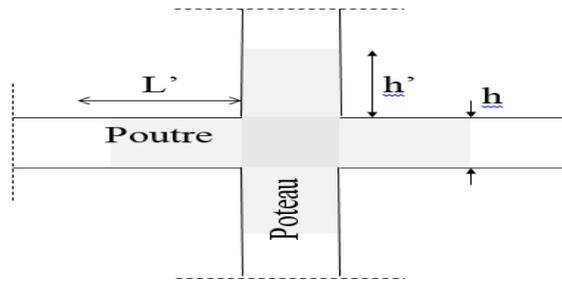


Fig V.3 : Délimitation de la zone nodale

b_1 Et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

4) Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
45 x 45	73,58	45	42,5	5,289	0,075	1,875	0,384	Condition vérifiée
40 x 40	55,04	40	37,5	5,355	0,075	1,875	0,367	Condition vérifiée
35 x 35	15	35	32,5	10,24	0,075	1,875	0,131	Condition vérifiée

Tableau V.16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

V.2.5. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	Observation
Entre Sol au 1 ^{er} étage	45×45	$N^{max}-M^{corr}$	-1161,87	2,34	0,002	5,77	18,71	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	-289,08	0,332	0,0011	5,72		
		$M^{max}-N^{corr}$	-633,68	10,747	0,0169	6,60		
2 ^{ème} étage Au 4 ^{ème} étage	40×40	$N^{max}-M^{corr}$	-531,89	3,807	0,007	4,75	14,19	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	76,84	0,159	0,002	4,38		
		$M^{max}-N^{corr}$	-51,55	-12,119	0,235	0,70		
Toiture	35×35	$N^{max}-M^{corr}$	-704,44	-4,209	0,006	3,6	14,19	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	322,01	-0,008	0,000024	3,377		
		$M^{max}-N^{corr}$	64,15	7,311	0,111	2,07		

Tableau V.17 : Vérification de la condition de non fragilité X-X

Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	Observation
Entre Sol au 1 ^{er} étage	45×45	$N^{max}-M^{corr}$	-1161,87	5,322	0,0046	5,89	18,71	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	-289,08	-0,742	0,0026	5,79		
		$M^{max}-N^{corr}$	-668,64	51,429	0,077	3,52		
2 ^{ème} étage Au 4 ^{ème} étage	40×40	$N^{max}-M^{corr}$	-531,89	2,676	0,005	11,27	14,19	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	76,84	-32,281	0,420	2,18		
		$M^{max}-N^{corr}$	66,4	39,463	0,594	2,08		
Toiture	35×35	$N^{max}-M^{corr}$	-704,44	-8,679	0,123	0,54	14,19	Condition vérifiée
		$N^{min}-M^{corr}$	322,01	-0,72	0,0022	3,31		
		$M^{max}-N^{corr}$	315,98	20,679	0,065	2,34		

Tableau V.18 : Vérification de la condition de non fragilité Y-Y

2) Vérification au cisaillement (Art .5.1.211/BAEL 91 Modifiée 99):

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{45,57 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,238 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poteaux	$V_{u \max}$ (KN)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	Observation
45 × 45	45,57	3,33	1,12	Condition vérifiée
40 × 40	37,98	3,33	0,66	Condition vérifiée
35 × 35	13,87	3,33	0,1	Condition vérifiée

Tableau V.19 : Vérification du cisaillement

La condition est vérifiée donc y'a pas de risque de cisaillement.

V.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS :**1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99) :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} est inférieur ou égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$

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

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$h/6$ (m)	Nature	σ_s béton	σ_i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
I	Sous-Sol au RDC	45×45	$N^{max}-M^{corr}$	-1161,87	2,34	0,002	0,075	SEC	4,59	4,4	15	Condition vérifiée
			$N^{min}-M^{corr}$	-289,08	0,332	0,0011	0,075	SEC	1,05	1,03	15	Condition vérifiée
			$M^{max}-N^{corr}$	-633,68	10,747	0,0169	0,075	SEC	2,88	2,02	15	Condition vérifiée
II	2ème étage au 4ème étage	40×40	$N^{max}-M^{corr}$	-531,89	3,807	0,007	0,066	SEC	2,85	2,4	15	Condition vérifiée
			$N^{min}-M^{corr}$	76,84	0,159	0,002	0,066	SET	0	0	15	Condition vérifiée
			$M^{max}-N^{corr}$	-51,55	-12,119	0,235	0,066	SPC	1,06	0	15	Condition vérifiée
III	Toiture	35×35	$N^{max}-M^{corr}$	-704,44	-4,209	0,006	0,058	SEC	4,93	4,19	15	Condition vérifiée
			$N^{min}-M^{corr}$	322,01	-0,008	0,000024	0,058	SET	0	0	15	Condition vérifiée
			$M^{max}-N^{corr}$	64,15	7,311	0,111	0,058	SPC	1,09	0	15	Condition vérifiée

Tableau V.20 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant X-X

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$h/6$ (m)	Nature	σ_s béton	σ_i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
I	Entre Sol au 1 ^{er} étage	45×45	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	-1161,87	5,322	0,002	0,075	SEC	4,7	4,28	15	Condition vérifiée
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	-289,08	-0,742	0,298	0,075	SEC	1,15	1,09	15	Condition vérifiée
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	-668,64	51,429	0,214	0,075	SEC	4,63	0,54	15	Condition vérifiée
II	2ème étage au 4ème étage	40×40	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	-531,89	2,676	0,014	0,067	SEC	2,78	2,47	15	Condition vérifiée
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	76,84	-32,281	0,178	0,067	SPC	1,73	0	15	Condition vérifiée
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	66,4	39,463	0,22	0,067	SPC	2,33	0	15	Condition vérifiée
III	4ème étage et 5ème étage	35×35	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	-704,44	-8,679	0,025	0,058	SEC	5,33	3,79	15	Condition vérifiée
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	322,01	-0,72	0,016	0,058	SET	0	0	15	Condition vérifiée
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	315,98	20,679	0,068	0,058	SET	0	0	15	Condition vérifiée

Tableau V.21: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant Y-Y

V.3. Les voile :**V.3.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion 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**

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone I : Entre -Sol

Zone II : RDC, 1^{er} étage

Zone III : 2^{ème}, et 3^{ème}, 4^{ème} étage.

V.3.2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- ✓ **BAEL 91 modifié 99 :**

ELU : 1,35 G +1,5 Q

ELS : G + Q

- ✓ **RPA 99 modifié 2003 :**

0,8 G ± E

G + Q ± E

V.3.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 :**1) Armatures verticaux : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ✓ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

3) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum 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 $A_h \geq 0,10\% B$.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4) 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

5) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l, l \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

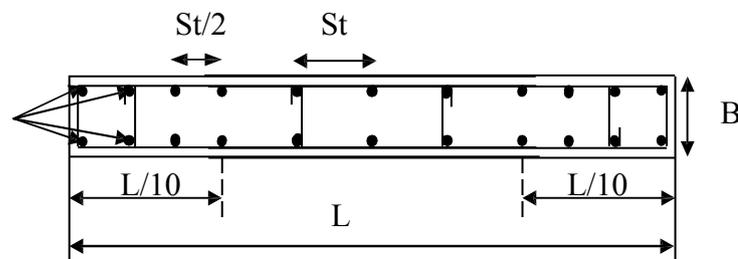


Fig V.4 : Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

V.3.4. Exposé de la méthode de calcul :

1) calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

$$e = \frac{M}{N}$$

2) déterminer le diagramme des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec :

Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y: bras de levier; $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

3) Calcul de la longueur tendue :

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$l_t = L - l_c$$

4) Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c \quad \text{si } N_u \text{ est un effort de traction}$$

5) Ferrailage du voile :

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

V.3.5. Vérification a ELU :

➤ **Section minimal d'armature :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{\min} \geq 0,002B \quad (\text{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{array} \right.$$

V.3.6 : Exigences du RPA 99 (version 2003)➤ **Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{\text{total tendu}} \geq 0,2\%B \times l_t$ (Art 7.7.4.1/ RPA 99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

➤ **Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$A_{\text{total de voile}} \geq 0,15\%B$ (Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003)

➤ **Zone courante :**

On doit vérifier : $A_{\text{total courante}} \geq 0,10\%L_c \times b$ (Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003)

Avec

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

V.3.7 Les vérifications :**V.3.7.1. Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.7.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ **D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_c28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

VI.3.8 Exemple de calcul :

Calcul du VT1 zone II (cas accidentelle)

VI.3.3.1 Caractéristiques géométriques :

$$L=1,33 \text{ m} ; \quad b=0,20 \text{ m}$$

VI.3.3.2 les sollicitations :

Nu= 323,92 KN (effort de traction)

Mu= 352,75 KN.m

1) Calcul de la hauteur utile(d):

✓ **Longueur de la zone d'extrémité** : $L/10=133/10 = 13,3 \text{ cm}$

$$d=L-(L/2)-c=133-5-5=123 \text{ cm}= 1,23 \text{ m}$$

2) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{352,76}{323,92} = 1,08 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

3) Déterminer le diagramme des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = 5,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = -3,36 \text{ Mpa}$$

4) calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{5,72}{5,72 + 3,36} 1,33 = 0,83 \text{ m}$$

$$l_t = L - l_c = 1,33 - 0,83 = 0,50 \text{ m}$$

✓ Espacement des armatures :

En zone courante $D \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

5) calcul du moment fictif :

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

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c = 1,08 - \frac{1,33}{2} + 0,05 = 0,465 \text{ m}$$

$$M_f = 323,92 \times 0,465 = 150,62 \text{ KN.m}$$

6) ferrailage du voile:

Armatures verticales $A_{v1}/(L/10)$:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{150,62 \times 10^6}{200 \times 123^2 \times 21,7} = 0,023 < \mu_1 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,988$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_v = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{150,62 \times 10^6}{0,988 \times 1230 \times 400} + \frac{323,92 \times 10^3}{400} = 1120 \text{ mm}^2 = 11,20 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA16 = 12,06 cm²**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 200 \times 1330 \times 2,1}{400} \times 10^{-2} = 3,21 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} \geq 0,002B = 0,002 \times 20 \times 133 = 5,32 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adop}} = 12,06 \geq A_{\min} = 5,32 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

7) Exigences de RPA 99 version 2003 :**a) Zone tendue :**

$$A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0,2 \times 0,50 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$0,2\% \times b \times l_t = 2 \text{ cm}^2 \leq 12,06 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Globalement dans le voile :

$$A_{\text{min de voile}} \geq 0,15\% \times B = 0,0015 \times 20 \times 133 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de voile}} = 2 \times 12,06 + 6,15 = 30,27 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ cm}^2 \leq 30,27 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Zone courante :

$$A_v/\text{zone} = 0,10\% \times B_c$$

$$B_c = 133 \times 20 = 2660 \text{ cm}^2$$

$$A_v/\text{zone} = 0,001 \times 2660 = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$2,66 \text{ cm}^2 \leq 14,19 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8) Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(18,84)}{4} ; \frac{0,15 \times 133 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte: } 5\text{HA}12 (e=20\text{cm}) = 5,65 \text{ cm}^2$$

9) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

10) Vérification des contraintes de cisaillement :

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{177,18 \times 10^3}{200 \times 1230} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y'a pas de risque de cisaillement

✓ D'après le RPA (Art 7.7.2 /RPA99 V 2003) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 177,18 \times 10^3}{200 \times 1230} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

11) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A}$$

$$\sigma_b = \frac{647,08 \times 10^3}{200 \times 1330 + 15 \times 30,27} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y'a pas de risque de cisaillement

Sens longitudinales :

	Zone	I	II	III
Caractéristique géométriques	L (m)	1,33	1,33	1,35
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,266	0,266	0,266
	I (m ⁴)	0,039	0,039	0,039
	L/10	0,133	0,133	0,135
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	T(KN)	247,41	177,18	126,74
	T ² =1,4×T(KN)	346,37	248,05	177,44
	N(KN)	403,36	-132,32	-152,19
	M(KN.m)	565,706	298,46	171,544
	e(m)	1,40	2,25	1,12
	OBS	SPC	SPC	SPC
	σ_{\max} (KN/m ²)	11495,64	6739,65	4654,29
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7736,66	-3397,65	-2068,31
	Lt(m)	0,53	0,44	0,42
	d(m)	1,23	1,23	1,25
	M _f (KN.m)	316,64	378,75	264,049
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{calculé}	16,68	11,23	5,10
	Choix A _{V1}	4HA20	4HA16	4HA12
	Choix A _{V2}	2HA20	2HA16	2HA12
	S _t	30	30	30
	Esp st (cm)	10 20	10 20	10 20
section total	A _{total} de voile (cm ²)	45,72	30,27	18,08
	A _{tendu} total (cm ²)	18,84	12,06	6,78
	A _{zone} courante (cm ²)	33,17	22,23	13,57
armatures minimales	A _{min} de voile (cm ²)	4	4	4,05
	A _{min} tendue (cm ²)	2,12	1,76	1,68
	A _{min} zone courante (cm ²)	2,66	2,66	2,70
Armatures horizontales	A _H /nappe / ml (cm ²)	4,00	4,00	4,05
	A _H adopté (cm ²)	5,65	5,65	5,65
	choix de la section	5HA12	5HA12	5HA12
	Esp St (cm)	20	20	20
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b$ 5 MPa	1,41	1,00	0,72
	$\bar{\tau}_u$ 3,26MPa	1,00	0,72	0,51
	$\bar{\sigma}_b$ 15 MPa	2,42	2,43	2,55

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles longitudinaux

Sens transversales :

	Zone	I	II	III	
Caractéristique géométriques	L (m)	1,33	1,33	1,35	
	b (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,266	0,266	0,27	
	I	0,039	0,039	0,041	
	L/10	0,133	0,133	0,135	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	T(KN)	276,71	224,10	165,22	
	T'=1,4×T(KN)	387,394	313,74	231,08	
	N(KN)	516,38	323,92	233,79	
	M(KN.m)	543,40	352,76	227,31	
	e(m)	1,05	1,08	0,972	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{\max} (KN/m ²)	10747,41	5717,92	5239,65	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6939	-3359,7	-1948,18	
	Lt(m)	0,52	0,53	0,36	
	d(m)	1,23	1,23	1,23	
	M _f (KN.m)	224,62	150,62	83,66	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{calculé}		17,56	11,20	6,66
	Choix	A _{V1}	4HA20	4HA16	4HA12
	choix	A _{V2}	2HA20	2HA16	2HA12
	St (cm)		30	30	30
	Esp St (cm)	10	10	10	10
section total	A _{total} de voile (cm ²)		45,72	30,27	18,08
	A _{tendu} total (cm ²)		18,84	12,06	6,78
	A _{zone} courante (cm ²)		33,17	22,23	13,57
armatures minimales	A _{min} de voile (cm ²)		4	4	4,05
	A _{min} tendue (cm ²)		2,12	2,12	1,44
	A _{min} zone courante (cm ²)		2,66	2,66	2,70
Armatures horizontales	A _H /nappe / ml (cm ²)		4,00	4,00	4,05
	A _H adopté (cm ²)		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
	Esp St (cm)		20	20	20
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b$	5 MPa	1,57	1,27	0,94
	$\bar{\tau}_u$	3,26 MPa	1,12	0,91	0,67
	$\bar{\sigma}_b$	15 MPa	2,48	2,21	1,81

Tableau V.23 : Ferrailage des voiles transversaux

VI.1. Introduction

La fondation est de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure .Dans le cas le plus générale, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée
- ✓ Une force horizontale résultante : action de vent ou de séisme
- ✓ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en :

1) Fondations superficielles :

- Semelle continue sous mur
- Semelle sous points d'appui isolés
- Radier général

2) Fondations profondes :

- Semelles sur pieux
- Système spéciaux de fondations

3) Fondation massives :

- Semelle sous puits
- Fondation pour réservoirs, château d'eau

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous murs ou voiles
- ✓ Les semelles continues sous poteaux
- ✓ Les semelles isolées
- ✓ Les radiers.

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- ✓ La stabilité de l'ouvrage
- ✓ L'importance de la superstructure,
- ✓ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \quad (\text{ELU}). \\ G + Q \quad (\text{ELS}) \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL 91 version 99})$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{Art 10.1.4.1 du RPA 99 version 2003}).$$

VI.2.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

$\bar{\sigma}_{sol}$: est la contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est prise arbitrairement égale à 2 bars.

➤ Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \implies \frac{45}{45} = 1 \quad \text{Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1161,87}{200}} = 2,41\text{m.}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 1,6 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question

VI.2.2. Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles S_1 :

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

D'où :

L : étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

B : largeur de la semelle filante

N_s : effort normal a ELS

voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)
VL1	690,96	1,325	2,6	3,44
VL2	696,22	1,325	2,63	3,48
VL3	595,87	1,325	2,25	2,98
VL4	608,63	1,325	2,29	3,03
VT1	637,12	1,325	2,4	3,18
VT2	661,43	1,325	2,49	3,29
VT3	647,79	1,325	2,44	3,23
VT4	651,83	1,325	2,45	3,25
S₁ totale des semelles sous voiles				25,88

Tableau VI.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles

2) Semelles sous poteaux S₂ :

✓ **Etapas de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de cette résultante

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R},$$

Avec : e_i est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i ,

- Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6}$ \Longrightarrow Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6}$ \Longrightarrow Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour la file la plus sollicitées tel que :

Poteau	N_i (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
6	950,62	-10,068	-8,725	-8293,98
7	937,75	-0,9	-5,125	-4805,97
8	1012,47	-5,313	-1,125	-1139,03
9	837,54	6,083	4,375	3664,24
10	523,33	4,16	8,725	4566,05
Somme	4261,71	-6,038		-6062,69

Tableau VI.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

D'où :

$$e = \frac{-6062,69 - 6,038}{4261,71} = -1,42 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,90}{6} = 6,19 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

Avec :

$$N_s = \sum N_{si}.$$

D'où :

$$B \geq \frac{4261,71 \times (1 + \frac{(3 \times 1,42)}{17,90})}{200 \times 17,90} = 1,47 \text{ m.}$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$\begin{aligned} S_{2 \text{ total}} &= (B \times L) = (1,50 \times 13,55 \times 2) + (1,5 \times 17,90 \times 2) + (10,3 \times 1,50 \times 2) + (8,05 \times 1,5) \\ &= 137,325 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

3) Surface totale des semelles filantes :

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 25,88 + 137,325 = 163,2 \text{ m}^2$$

4) Surface totale de la structure :

$$S_{\text{Bat}} = (17,9 \times 19,35) - 2 (4,1 \times 3,9) = 314,385 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{163,2}{314,385} = 0,52$$

La surface totale des semelles représente 52% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

VI.3.1. Calcul d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII.3.2. Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

1) Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h_d = 30 \text{ cm.}$$

2) Nervure

✓ La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h_n = 60 \text{ cm.}$$

✓ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

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. $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,18 \text{ m},$$

On adopte pour : $h = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m}$.

✓ **La largeur de la nervure :**

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \iff 0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120$$

$$48 \leq b_n \leq 84$$

On opte pour : $b_n = 50 \text{ cm}$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures: $h_n = 120 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$.

VI.3.3. Calcul des charges nécessaires au radier :

Charge permanente : $G_{bt} = 21683,83 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{bt} = 4373,24 \text{ KN}$

✓ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} : N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 21683,42 + 1,5 \times 4373,24 = 35832,47 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 21683,42 + 4373,24 = 26056,66 \text{ KN.}$$

✓ Détermination de la surface du radier :

$$\text{➤ Etat Limite Ultime : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{35832,47}{1,33 \times 200} = 134,71 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ Etat Limite de Service : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26056,66}{200} = 130,28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 134,71 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{structure}} = 314,385 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{structure}} = 314,385 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 134,71 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{120}{2}; 30\right) = 60 \text{ cm.}$$

On opte pour : $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm.}$

$$S_{\text{déb}} = \left[(13,55 \times 0,6 \times 2) + (19,35) \times 0,6 + (4,55 \times 0,6 \times 2) + (10,25 \times 0,6) + \right. \\ \left. (0,6 \times 0,6 \times 6) \right]$$

$$= 41,64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 314,385 + 41,64 = 356,025 \text{ m}^2.$$

✓ Détermination des efforts à la base du radier :

➤ Poids du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 314,385 \times 25 \times 0,3 = 2357,89 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = [(356,025 - 89,6) \times (1,2 - 0,3)] \times 17 = 4076,30 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{ner}} = 89,6 \times 1,2 \times 25 = \mathbf{2688 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (356,025 - 89,6) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{666,06 \text{ KN.}}$$

$$P_{\text{radier}} = 2357,89 + 4076,30 + 2688 + 666,06 = \mathbf{9788,25 \text{ KN.}}$$

✓ charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{super}} + G_{\text{infra}} = 21683,42 + 9788,25 = \mathbf{31471,67 \text{ KN.}}$$

✓ Surcharge d'exploitation Q_{tot} :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{supe str}} + Q_{\text{infr str}}$$

$$Q_{\text{infra}} = 356,025 \times 2,5 = \mathbf{890,06 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{super}} = \mathbf{4373,24 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{super}} + Q_{\text{infra}} = 4373,24 + 890,06 = \mathbf{6153,36 \text{ KN.}}$$

✓ Combinaison d'action :

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 31471,67 + 1,5 \times 6153,36 = \mathbf{51716,79 \text{ KN.}}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 31471,67 + 6153,36 = \mathbf{37625,03 \text{ KN.}}$$

VI.3.4. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

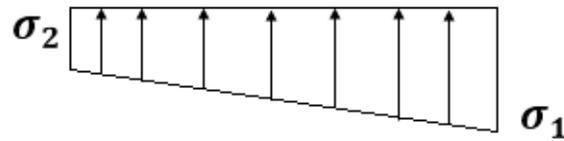


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Et } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{2742,579}{290,22} = 9,45 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{2272,89}{290,22} = 7,83 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum |I_x + S_i (X_i - X_G)^2| \iff I_{xx} = 6341,87 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum |I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2| \iff I_{yy} = 7711,32 \text{ m}^4.$$

➤ **Moment de renversement du radier :**

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 15841,374 + (1340,88 \times 1,2) = 17450,431 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_0^y + (T_0^y \times h) = 12278,426 + (1464,74 \times 1,2) = 14036,114 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{51716,79}{356,025} + \left(\frac{17450,431}{7711,32} \times 9,45 \right) = \mathbf{166,47 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{51716,79}{356,025} - \left(\frac{17450,431}{7711,32} \times 9,45 \right) = \mathbf{123,88 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 166,47 + 123,88}{4} = \mathbf{155,82 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{155,82 \text{ KN/m}^2} < \mathbf{1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{37625,03}{356,025} + \left(\frac{17450,431}{7711,32} \times 9,45 \right) = \mathbf{127,06 \text{ KN/m}^2}..$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{37625,03}{356,025} - \left(\frac{17450,431}{7711,32} \times 9,45 \right) = \mathbf{84,29 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 127,06 + 84,29}{4} = \mathbf{116,37 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{116,37 \text{ KN/m}^2} < \sigma_{sol} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{51716,79}{356,025} + \left(\frac{14036,114}{6341,87} \times 7,83 \right) = \mathbf{162,59 \text{ KN/m}^2} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{51716,79}{356,025} - \left(\frac{14036,114}{6341,87} \times 7,83 \right) = \mathbf{127,93 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162,59 + 127,93}{4} = \mathbf{153,925 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{153,925 \text{ KN/m}^2} < \mathbf{1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{37625,03}{356,025} + \left(\frac{14036,114}{6341,87} \times 7,83 \right) = 123 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{37625,03}{356,025} - \left(\frac{14036,114}{6341,87} \times 7,83 \right) = 88,35 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 123 + 88,35}{4} = 114,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 114,34 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.211 /BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} .$$

$$\text{Avec : } b = 1 \text{ m} ; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm} .$$

$$T_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{51716,79 \times 1}{356,025} \times \frac{5,5}{2} = 399,47 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{399,47}{1 \times 0,27} = 1479,52 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,48 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 1,48 ; 4 \text{ MPa} \} = 1,48 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 1,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.6. Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42 /BAEL91 modifié 99)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

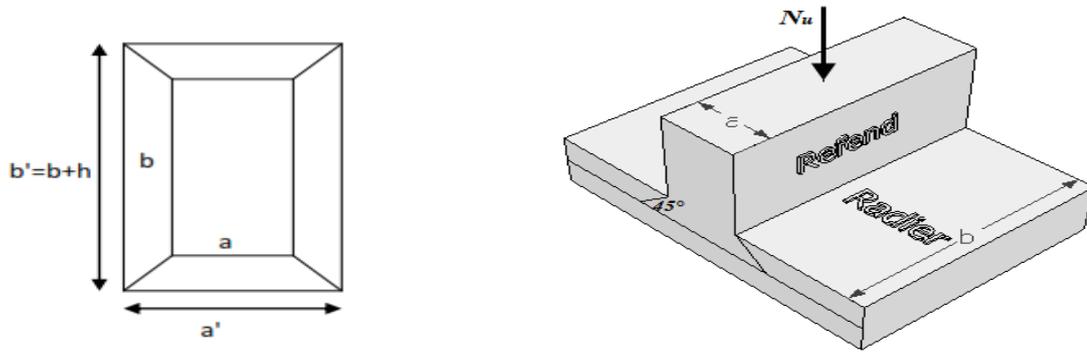


Figure VI.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

✓ Calcul du périmètre utile :

1) Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,2) = 6,6 \text{ m.}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6,6 \times 1,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5940 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1393,52 \text{ KN} < N'_u = 5940 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2) Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,2) = 7,2 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 7,2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5400 \text{ KN.}$$

$$N_u = 956,62 \text{ KN} < N'_u = 5400 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il y'a pas risque de poinçonnement

VI.3.7. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α = 1,5 : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$**).

z : profondeur de l'infrastructure (**$h = 1,2 \text{ m}$**).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 356,025 \times 1,2 = \mathbf{6408,45 \text{ KN.}}$$

$$P = \mathbf{22558,07 \text{ KN.}}$$

$$P = \mathbf{22558,07 \text{ KN}} > P' = \mathbf{6408,45 \text{ KN}} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y'pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.3.8. Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99 version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{17450,431}{37625,03} = \mathbf{0,46 \text{ m}} < \frac{19,35}{4} = \mathbf{4,84 \text{ m}} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{14036,114}{37625,03} = \mathbf{0,73 \text{ m}} < \frac{17,9}{4} = \mathbf{4,47 \text{ m}} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a donc pas de risque de renversement

VI.4. Ferrailage du radier

VI.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

➤ Dimensions du panneau le plus sollicité

$$L_x = 4,05\text{m} \quad L_y = 5 \text{ m}$$

$$\mathbf{D'où : } 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \leq 1. \implies \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

➤ Moments M_x et M_y agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport

$$\alpha = \rho = \frac{L_x}{L_y}, \text{ donc :}$$

$$\text{A ELU : } \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \quad \Longrightarrow \quad \mu_x = 0,0553 \text{ et } \mu_y = 0,613.$$

$$\text{A ELS : } \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \quad \Longrightarrow \quad \mu_x = 0,0631 \text{ et } \mu_y = 0,723.$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_m^x, \sigma_m^y) = \max(153,925; 155,82) = 155,82 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(116,37; 114,34) = 116,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u^m = \sigma_m(ELU) - 1,35 \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 155,82 - 1,35 \times \frac{9788,25}{356,025} \times 1 \text{ ml} = \mathbf{18,70 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 116,37 - \frac{9788,25}{356,025} \times 1 \text{ ml} = \mathbf{88,88 \text{ KN/ml}}$$

✓ **Les moments de flexion :**

➤ **À l'ELU**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0553 \times 118,70 \times 4,05^2 = 107,67 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,613 \times 107,67 = 66 \text{ KN.m.}$$

➤ **À l'ELS**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0631 \times 88,88 \times 4,05^2 = 92 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,723 \times 92 = 66,52 \text{ KN.m.}$$

✓ **La Correction des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0,85) en travée, de (-0,5) aux appuis intermédiaires et de (-0,3) aux appuis de rives. Donc :

➤ À l'ELU

❖ En travée

$$M_x^t = 0,85 \times 107,67 = 91,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 66 = 56,10 \text{ KN.m.}$$

❖ Aux appuis

$$M_1^a_x = 0,3 \times 107,67 = 32,30 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_x = 0,5 \times 107,67 = 53,83 \text{ KN.m.}$$

$$M_1^a_y = 0,5 \times 66 = 33 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_y = 0,3 \times 66 = 19,80 \text{ KN.m.}$$

➤ À l'ELS

❖ En travée

$$M_x^t = 0,85 \times 92 = 78,2 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 66,52 = 56,54 \text{ KN.m.}$$

❖ Aux appuis

$$M_1^a_x = 0,3 \times 92 = 27,6 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_x = 0,5 \times 92 = 46 \text{ KN.m.}$$

$$M_1^a_y = 0,5 \times 66,52 = 33,26 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_y = 0,3 \times 66,52 = 19,96 \text{ KN.m.}$$

✓ Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

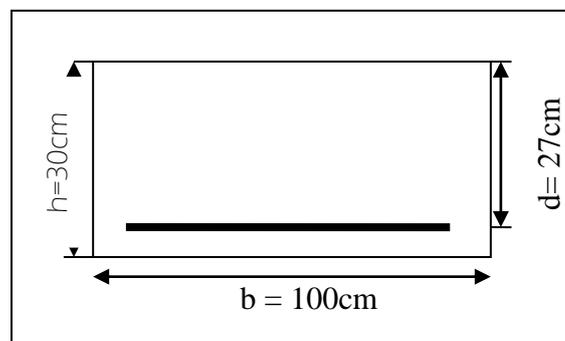


Fig VI.3: Dimension de la section de calcul.

Zone	Sens	M(KN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	ferraillage	$A_{u \text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	X-X	91,52	0,088	0,954	10,21	6HA20	18,84	15
Appui	X-X	55,83	0,0539	0,972	6,11	6HA16	12,06	15
Travée	Y-Y	53,10	0,0513	0,974	5,80	6HA16	12,06	15
Appui	Y-Y	33	0,032	0,984	3,57	6HA14	9,23	15

Tableau VI.3 : ferraillage de la dalle de radier

VI.5. Vérification à l'état limite ultime :

1) Condition de non fragilité (Art 4.2.1/BEAL 91 modifié 2003):

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

$\omega_0 = 0.08$ % (Aciers Fe E400).

$\omega_0 =$ % d'acier minimal réglementaire.

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

$$A_{\min} \geq w_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h$$

$$A_{\min} \geq 0,0008 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{4,05}{5} \right) \times 100 \times 30 = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 < A_a = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 < A_t = 12,06 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	Travée	18,84	2,63	Condition Vérifiée
	Appui	12,06		Condition Vérifiée
y-y	Travée	12,06	2,63	Condition Vérifiée
	Appui	9,23		Condition Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de la condition de non fragilité

2) Diamètre minimaux des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91 modifié 99)

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{300}{10} = 30\text{mm}$$

Or : $\phi = 14\text{mm} < \phi_{\max} = 30\text{mm} \implies$ Condition vérifiée

3) Espacements des barres :(Art. A.8.2. 42/BAEL 91 modifié 99)

Pour des charges réparties seulement :

Direction (x-x) : $S_t = 15\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm.} \implies$ Condition vérifiée.

Direction (y-y) : $S_t = 15\text{ cm} < \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm.} \implies$ Condition vérifiée.

VI.6. Vérification à l'état limite de service :**1) Vérification de la contrainte dans les aciers et dans le béton :****✓ Dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \leq \min(266,66; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

✓ Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M_s (kN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Travée	78,20	18,84	0,697	0,879	26,15	174,89	6,69	201,63	15
	Appui	46	12,06	0,446	0,898	34,33	157,31	4,58	201,63	15
y-y	Travée	56,54	12,06	0,446	0,898	34,33	193,36	5,63	201,63	15
	Appui	33,26	9,23	0,342	0,342	39,95	146,82	3,68	201,63	15

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

✓ **Vérification de la flèche : (Art B.7.5 / BAEL 91 modifié 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{30}{405} = 0,074 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{78,2}{20 \times 92} = 0,0425 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9,23}{100 \times 27} = 0,0034 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

VI.7.1. Sollicitations de calculs :

➤ **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{118,7 \times 0,6^2}{2} = 21,366 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{88,88 \times 0,6^2}{2} = 16 \text{ KN.m}$$

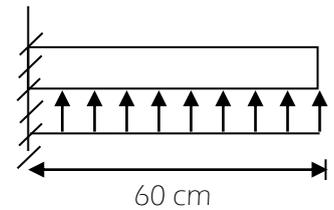


Fig.VI.4:Schéma statique de débord

VI.7.2. Calcul des armatures :

Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,366 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0,990$$

$$A_t = \frac{21,366 \times 10^6}{0,990 \times 270 \times 348 \times 100} = 2,3 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$ alors le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (prolongement des barres)

VI.8. Ferrailage des nervures :

- ✓ Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
- ✓ Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :
- ✓ Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- ✓ Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [25] en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times l_m \qquad q_t = q \times l_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

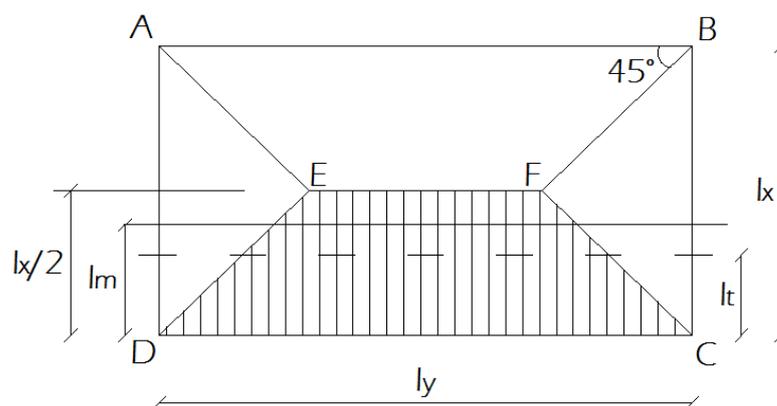


Fig.VI.5: La répartition des charges dans le panneau

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

✓ Cas des charges trapézoïdales

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x(0,5 - \rho_x^2 / 6) = 4,05 (0,5 - \frac{0,81^2}{6}) = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x(0,5 - \rho_x / 4) = 4,05 (0,5 - \frac{0,81}{4}) = 1,2 \text{ m}$$

✓ Cas des charges triangulaires :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = 0,333 \times l_x = 0,333 \times 4,05 = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = 0,25 \times l_x = 0,25 \times 4,05 = 1,01 \text{ m}$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

VI.8.1.Détermination des chargements simplifiés :

1) Charges trapézoïdales :

panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	ELU			ELS		
					q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,81	4,05	1,58	1,2	118,7	187,55	142,44	88,88	140,43	106,66
2	0,86	3,5	1,32	1	118,7	156,68	118,7	88,88	117,32	88,88
3	0,56	2,8	1,25	1	118,7	148,37	118,7	88,88	111,1	88,88

Tableau VI.6 : les chargements uniformes (simplifiées) dans le cas des charges trapézoïdales.

2) Charges triangulaires:

panneau	ρ_x	l_x (m)	l_m (m)	l_t (m)	ELU			ELS		
					q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/ml)	q_{tu} (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/ml)	q_{ts} (KN/ml)
1	0,81	4,05	1,35	1,01	118,7	160,24	119,89	88,88	119,98	89,77
2	0,86	3,5	1,16	0,875	118,7	137,70	103,86	88,88	103,10	77,77
3	0,56	2,8	0,93	0,7	118,7	110,40	83,10	88,88	82,66	62,22

Tableau VI.7 : les chargements uniformes (simplifiées) dans le cas des charges triangulaires.

Le chargement total a pris en considérations :

Sens transversale			Sens longitudinal		
q_{mu}	q_{ms}	q_{tu}	q_{mu}	q_{ms}	q_{tu}
335,92	251,53	261,14	316,92	237,3	238,59

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des chargements simplifié total à considérer

VI.8.1.Détermination des efforts interne :

1) Sens transversal :

✓ À l'ELU :

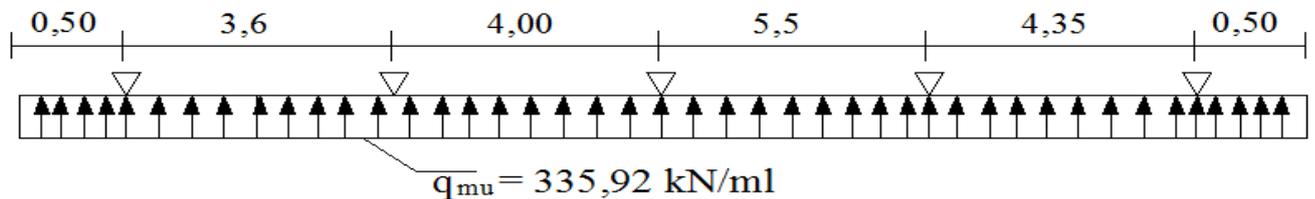


Fig VI.6 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant a ELU

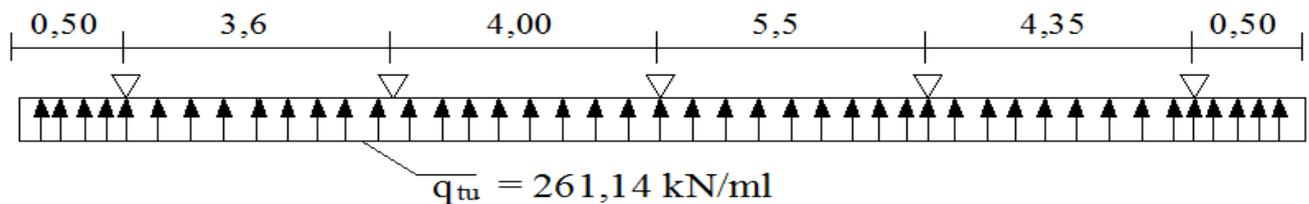


Fig VI.7: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants ELU

✓ À l'ELS :

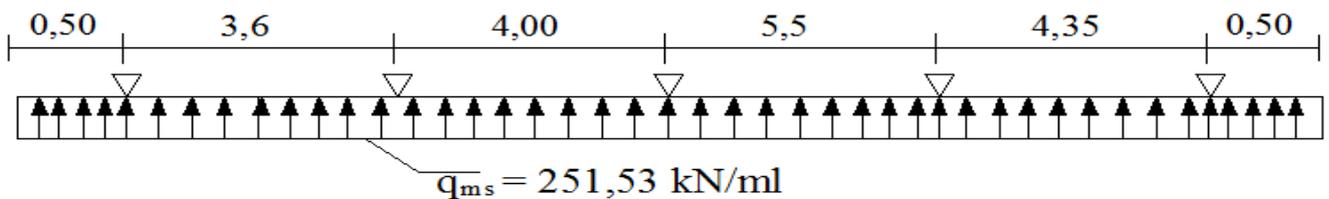


Fig VI.8 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant a ELS

2) Sens longitudinal :

✓ À l'ELU :

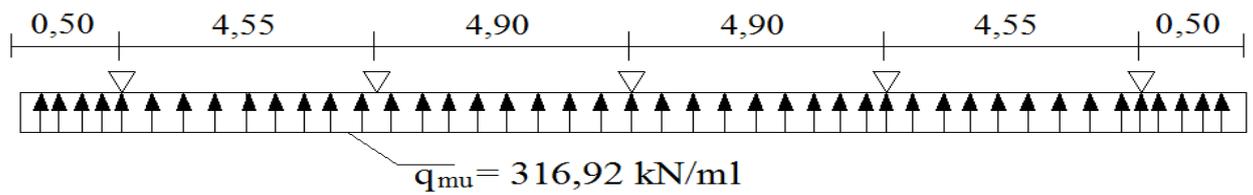


Fig VI.9 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à ELU

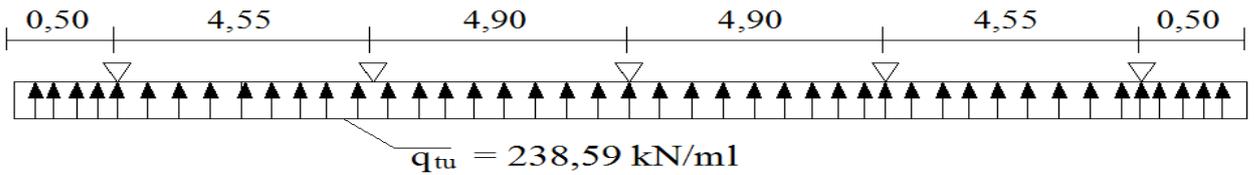


Fig VI.10: Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants à ELU

✓ À l'ELS

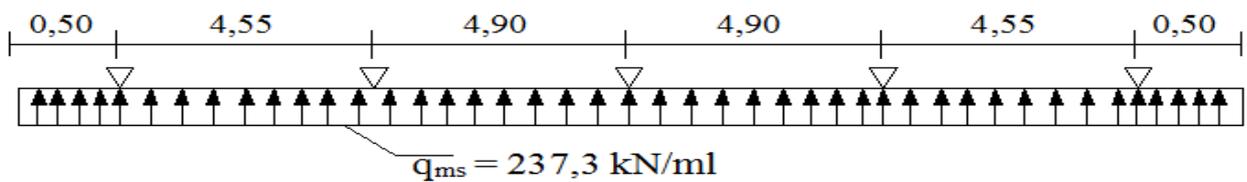


Fig VI.11 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à ELS

1) Sens transversal :

✓ À l'ELU :

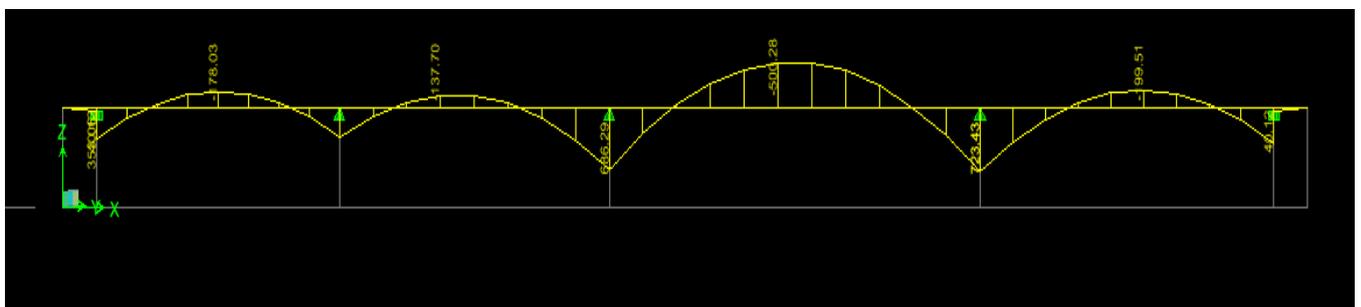


Fig VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

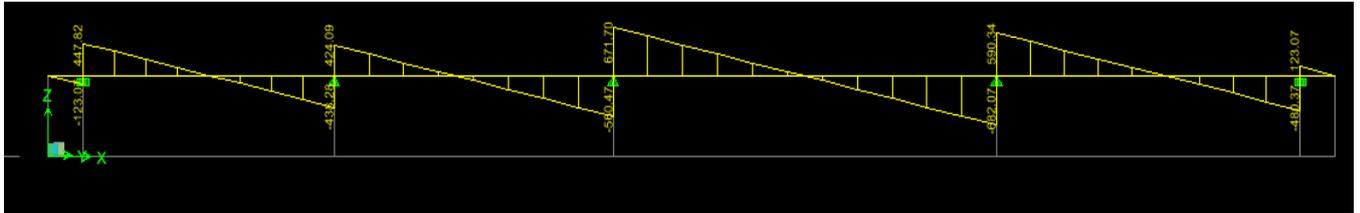


Fig VI.13: Diagramme des efforts tranchants ELU

✓ À PELS

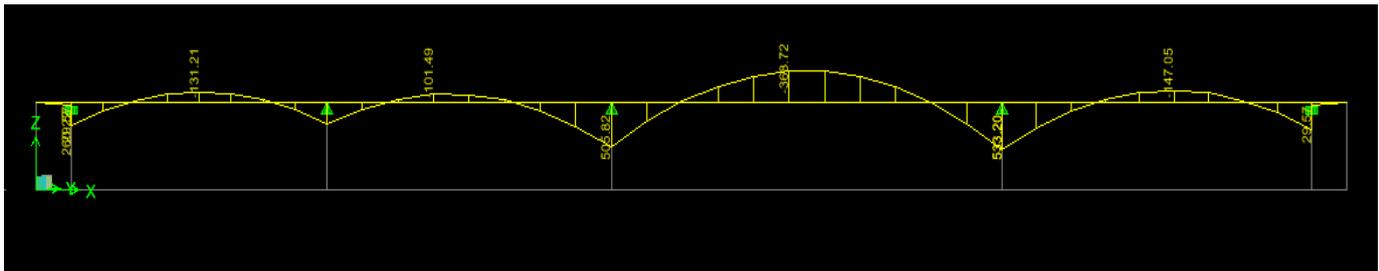


Fig VI.14 : Diagramme des moments fléchissant a ELS

2) Sens longitudinal :

✓ À P'ELU :

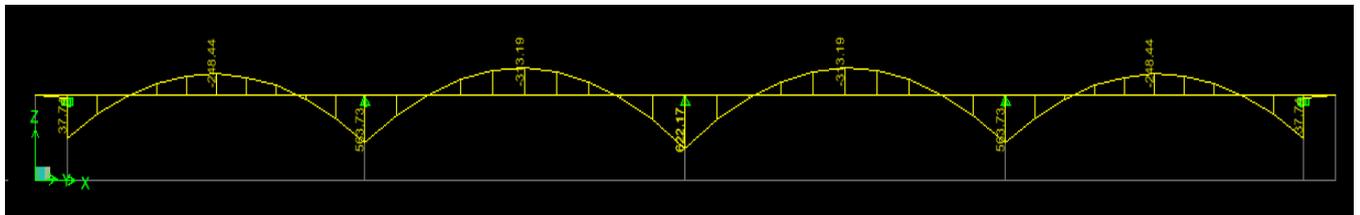


Fig VI.15 : Diagramme des moments fléchissant a ELU

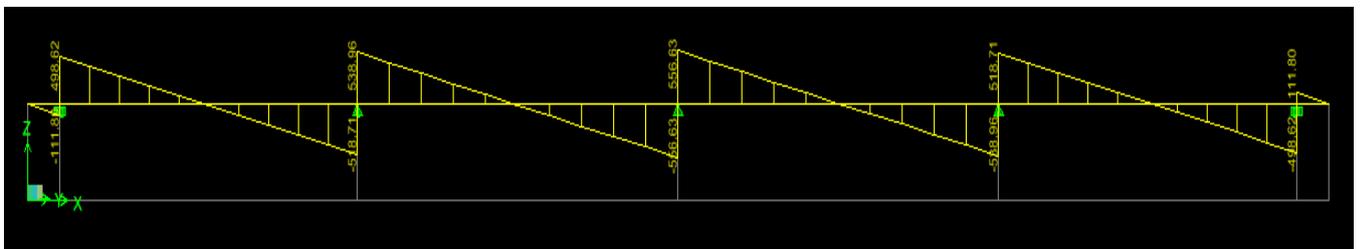


Fig VI.16: Diagramme des efforts tranchants ELU

✓ À PEELS

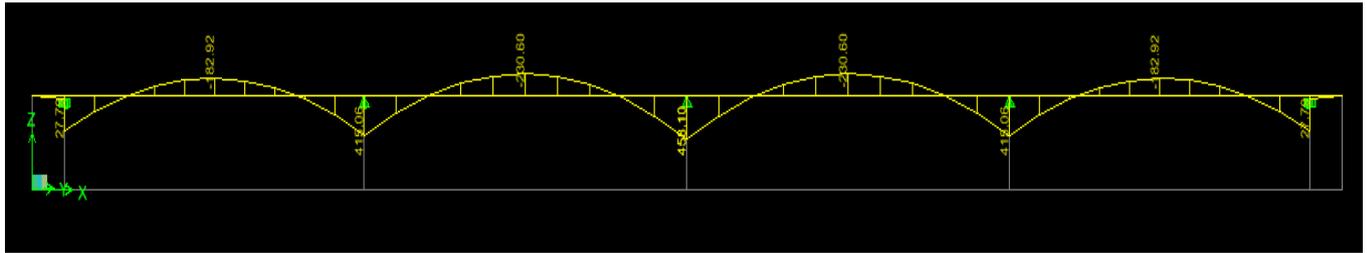


Fig VI.17 : Diagramme des moments fléchissant a ELS

Les efforts internes pris en considération :

	Sens transversale			Sens longitudinal		
	M _u	M _s	T _u	M _u	M _s	T _u
Appuis	723,43	510,20	682,07	622,17	458,10	556,63
Travée	500,28	368,72	00,00	313,19	230,6	00,00

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchant à considérer

VI.8.2.Calcul des Armatures :

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ	β	A _{calculé} cm ²	choix des barres	A _{adopté} cm ²
Sens transversale	Travée	500,28	0,053	0,973	12,86	4HA20 (fil) +4HA14 (chap)	18,71
	Appuis	723,43	0,077	0,960	18,84	4HA20 (fil) +4HA20 (chap)	25,12
Sens longitudinal	Travée	313,19	0,033	0,983	7,96	4HA14 (fil) +4HA14 (chap)	12,3
	Appuis	622,17	0,066	0,966	16,11	4HA20 (fil) +4HA20 (chap)	25,12

Tableau VI.10. Résultats du calcul des armatures

VI.8.3. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 115 \times \frac{2,1}{400} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures adoptées que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont supérieures à A_{min}. Donc la condition est vérifiée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.211 / BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ Sens transversale :

$$T_{u \max} = 682,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{682,07 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens petites portées

$$T_{u \max} = 556,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{556,63 \times 10^3}{500 \times 1150} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3) Vérification d'adhérence des barres : (Art 6.1.3 /BAEL 91 modifiée 99).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec :

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

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement (haute adhérence).

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

✓ Sens transversal :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times 20 = 502,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{682,02 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 502,4} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times 20 = 502,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{556,63 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 502,4} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4) Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(3,43; 2; 5) = 2 \text{ cm}$$

On opte un cadre + un étrier en $\phi 10$, ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

5) Espacement des armatures transversales (Art A.5.1.22 / BAEL 91 modifié 99)

$$S_t^{\max} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \leq \min(103,5; 40 \text{ cm}) = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

6) Armatures de peau : (Art. A.8.3 /BAEL 91 modifiée 99)

Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ».

D'où : $A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

VI.8.4. Vérification les conditions RPA 99 version 2003 :**1) Espacement des armatures transversales (Art 7.5.2.2 / RPA 99 modifiée 2003)**✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{30; 24\} = 24 \text{ cm}$$

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

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm.}$$

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

2) Armatures transversales minimales :(Art. 7.5.2.2 du RPA 99 modifiée 2003)

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 3 \text{ cm}^2 < A_{t_{\text{adoptée}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 120 = 240 \text{ cm.}$$

VI.8.5. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

1) Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

2) Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M_s (kN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens transversale	Travée	368,71	18,71	0,325	0,911	41,18	188,11	4,65	201,63	15	CV
	Appui	510,20	25,12	0,437	0,899	34,6	196,46	5,67	201,63	15	CV
Sens longitudinal	Travée	230,6	12,3	0,214	0,926	52,50	176,05	3,35	201,63	15	CV
	Appui	458,10	25,12	0,437	0,899	34,6	176,39	5,1	201,63	15	CV

Tableau VI.11. Résultats des vérifications des contraintes

VII. Etude mur plaque

VII.1. Introduction

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé encastré à sa base qui prend appuis sur les poteaux (appuis simple), qui permet de transmettre les efforts de poussée des terres aux fondations.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

VII.2. Détermination des sollicitations :

1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée

Pas de frottement sol – mur (utilisation de flintkote)

Donc Rankine non applicable

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

2) Les contraintes qui s'exercent sur le mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = (q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a (q + \gamma \times h)$$

➤ A l'ELU :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a (1,5 \times q + 1,35 \times \gamma \times h)$$

$$= 0,333 (1,5 \times 10 + 1,35 \times 18 \times h)$$

$$= 5 + 8,1 h$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 32,54 \text{ KN/m}^2$$

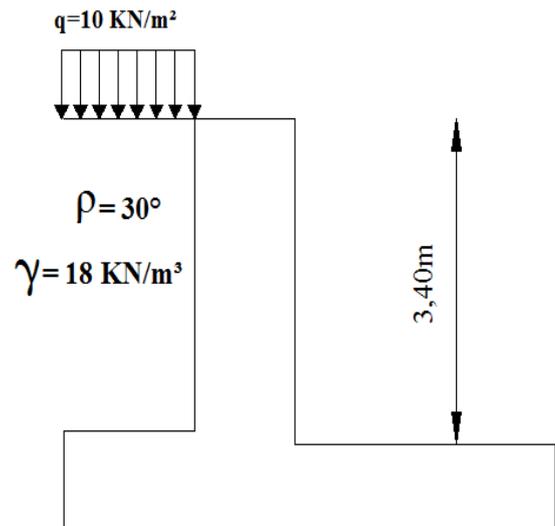


Fig VII.1: Schéma du mur plaque

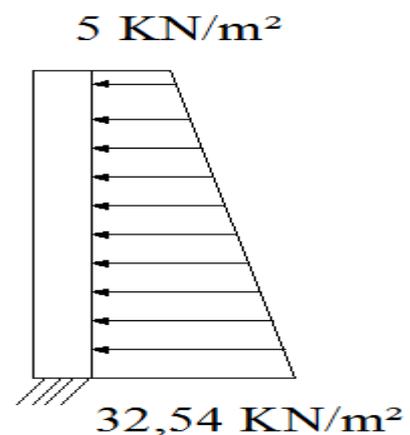


Fig VII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU

➤ A P'ELS:

$$\begin{aligned}\sigma_H &= K_a \times \sigma_V = K_a (q + \gamma \times h) \\ &= 0,333 (10 + 18 \times h) \\ &= 3,33 + 6 h\end{aligned}$$

$$h=0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 23,73 \text{ KN/m}^2$$

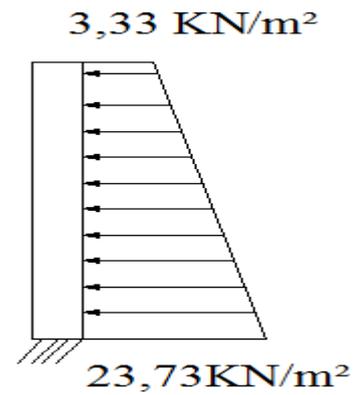


Fig VII.3: Diagramme des contraintes à l'ELS

3) Charge Moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ ml} = \frac{3 \times 32,54 + 5}{4} \times 1 \text{ ml} = 25,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ ml} = \frac{3 \times 23,73 + 3,33}{4} \times 1 \text{ ml} = 18,63 \text{ KN/ml}$$

4) Détermination des moments de flexion :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{4,90} = 0,69$$

$0,4 < \rho = 0,69 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travail dans deux sens

$$\text{A P'ELU : } \quad \mu_x = 0,0695 \quad \mu_y = 0,422$$

$$\text{A P'ELS : } \quad \mu_x = 0,0754 \quad \mu_y = 0,574$$

✓ A P'ELU :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0695 \times 25,65 \times 3,4^2 = 20,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,422 \times 20,60 = 8,696 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

✓ **Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 20,60 = 10,30 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 20,60 = 15,45 \text{ KN.m}$

✓ **Sens y-y :**

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 8,696 = 4,348 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 8,696 = 6,52 \text{ KN.m}$

✓ **A P'ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0754 \times 18,63 \times 3,4^2 = 16,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,574 \times 16,24 = 9,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

✓ **Sens x-x :**

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 16,24 = 8,12 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 16,24 = 12,18 \text{ KN.m}$

✓ **Sens y-y :**

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 9,32 = 4,66 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 9,32 = 7 \text{ KN.m}$

VII.3. Calcul du ferrailage :

La détermination des armatures verticales et horizontales est fait pour une bonde de 1m

$h = 20 \text{ cm}$ $d = 17 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ	β	$A_{calculé}$ (cm^2)	choix des barres	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Aux appuis	10,30	0,0251	0,987	1,76	5HA12	5,65	20
	En travée	15,45	0,0376	0,981	2,66	5HA12	5,65	20
Y-Y	Aux appuis	4,348	0,011	0,995	0,74	5HA12	5,65	20
	En travée	6,52	0,0169	0,892	1,11	5HA12	5,65	20

Tableau VII.1 : ferrailage de mur plaque

VII.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**1) Condition de non fragilité (Art A. 4.2.1/BEAL 91 modifié 99) :**

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

$w_0 = 0,08 \%$ (Aciers Fe E400).

$w_0 = \%$ d'acier minimal réglementaire.

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

$$A_{\min} \geq w_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{lx}{ly} \right) \times b \times h$$

$$A_{\min} \geq 0,0008 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{3,4}{4,90} \right) \times 100 \times 20 = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,84 \text{ cm}^2 < A_u = 5,65 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
X-X	Travée	5,65	1,84	Condition Vérifiée
	Appui	5,65		Condition Vérifiée
Y-Y	Travée	5,65	1,84	Condition Vérifiée
	Appui	5,65		Condition Vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification de la condition de non fragilité

2) Diamètre minimaux des barres : (Art A.7.2.1/BAEL91 modifié 99)

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \implies$ Condition vérifiée

3) Espacements des barres :(Art. A.8.2. 42/BAEL 91 modifié 99)

Pour des charges réparties seulement :

Direction (x-x) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. \implies Condition vérifiée.

Direction (y-y) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. \implies Condition vérifiée.

VII.5. Vérification à l'état limite de service :

1) Vérification de la contrainte dans les aciers et dans le béton :

✓ Dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \leq \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

✓ Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M_s (kN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Travée	12,18	5,65	0,333	0,910	40,56	139,35	3,44	201,63	15
	Appui	8,12	5,65	0,333	0,910	40,56	92,90	2,30	201,63	15
y-y	Travée	7,00	5,65	0,333	0,910	40,56	80,10	1,97	201,63	15
	Appui	4,66	5,65	0,333	0,910	40,56	53,31	1,31	201,63	15

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

✓ Vérification de la flèche : (Art B.7.5 / BAEL 91 modifié 99)

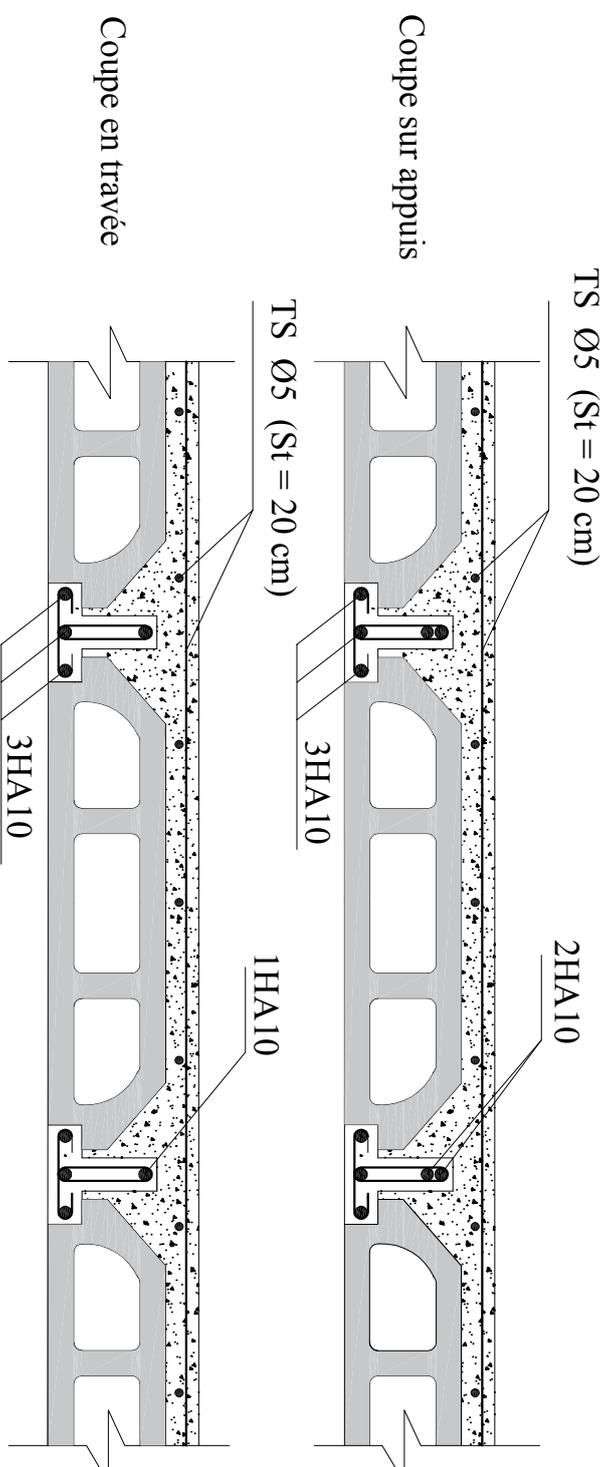
$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{340} = 0,0588 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{12,18}{20 \times 16,24} = 0,0375 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

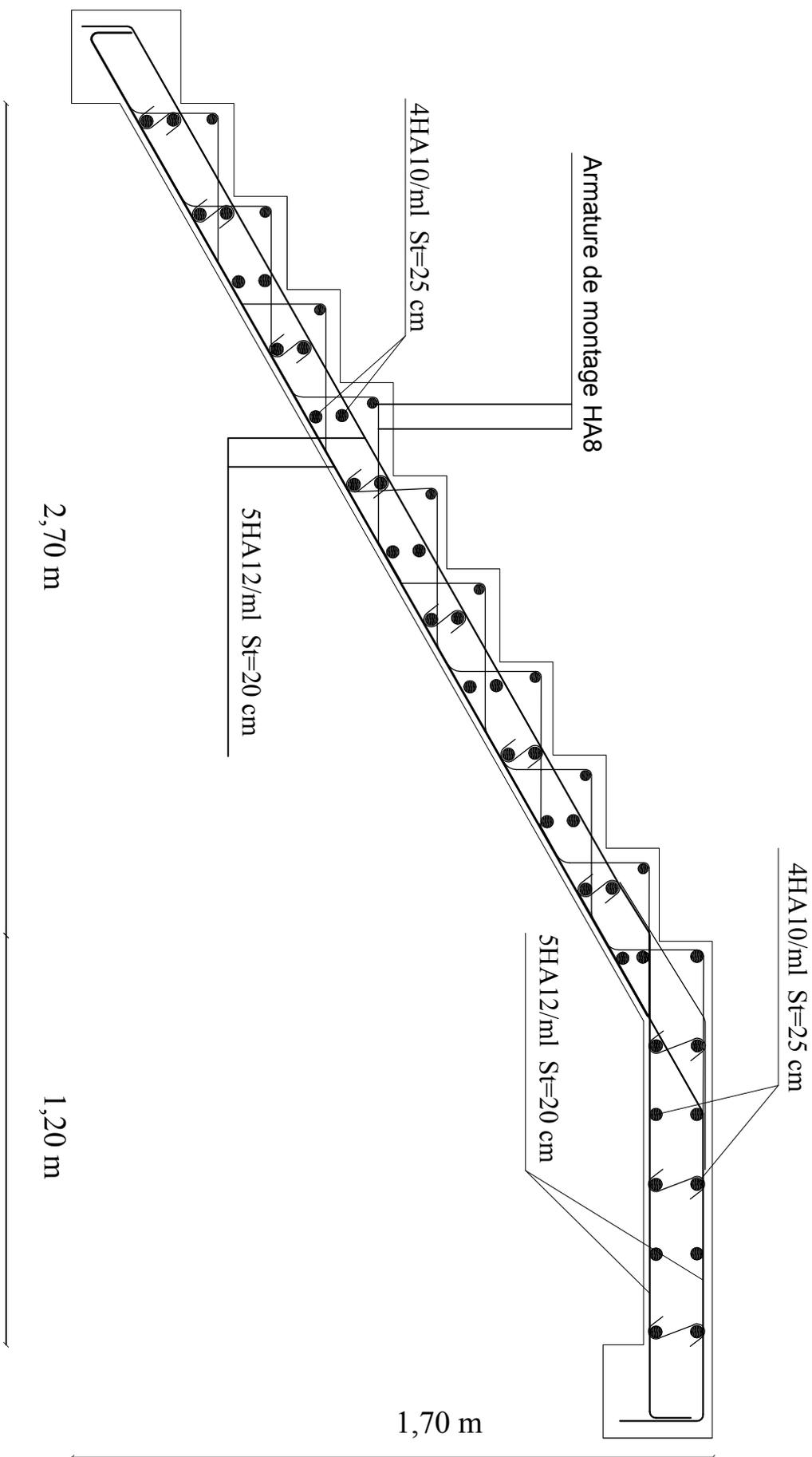
$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

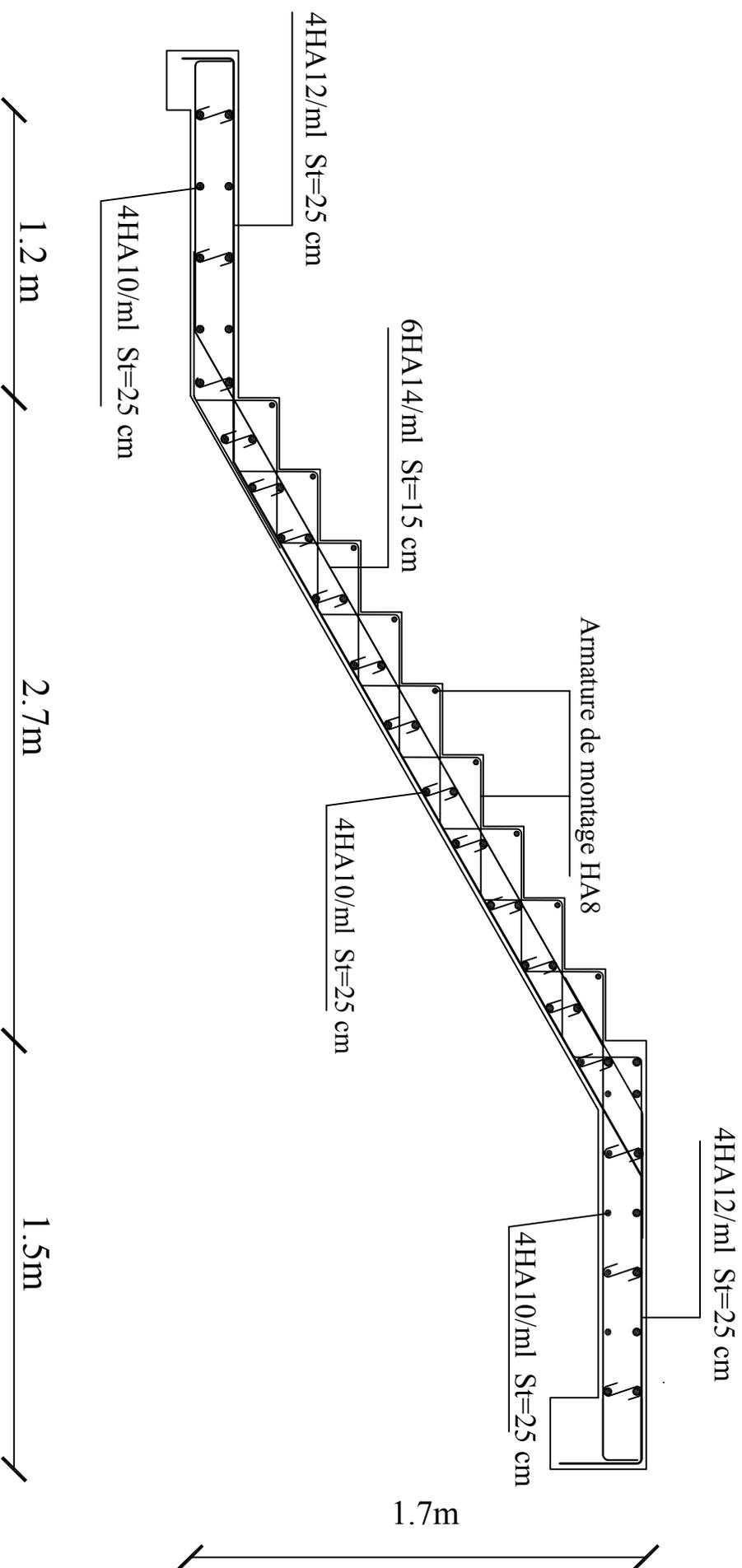
Ferrailage du plancher



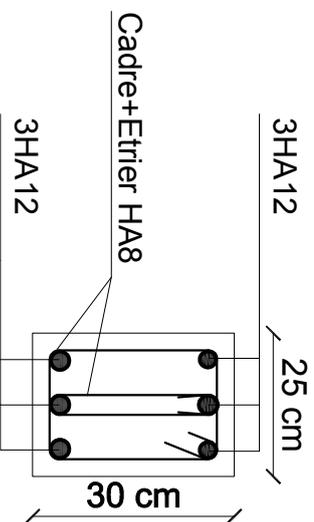
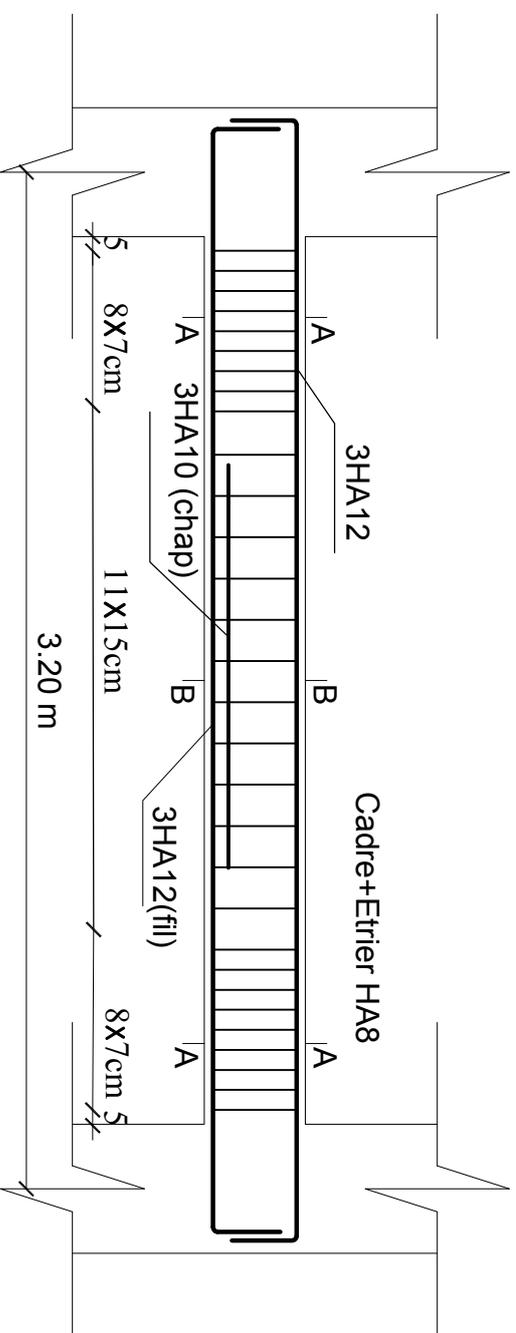
Ferrailage de l'escalier 1er cas



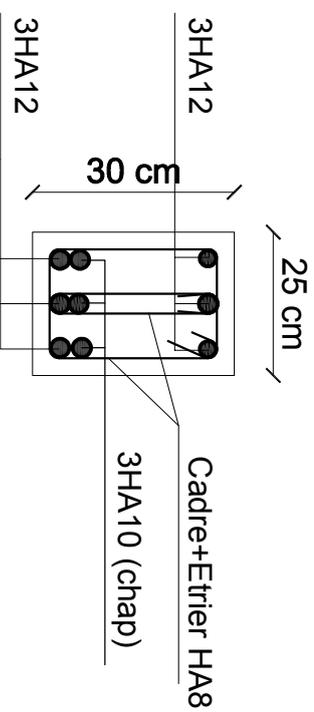
Ferrailage de l'escalier 2ème cas



Ferrailage de la poutre palière

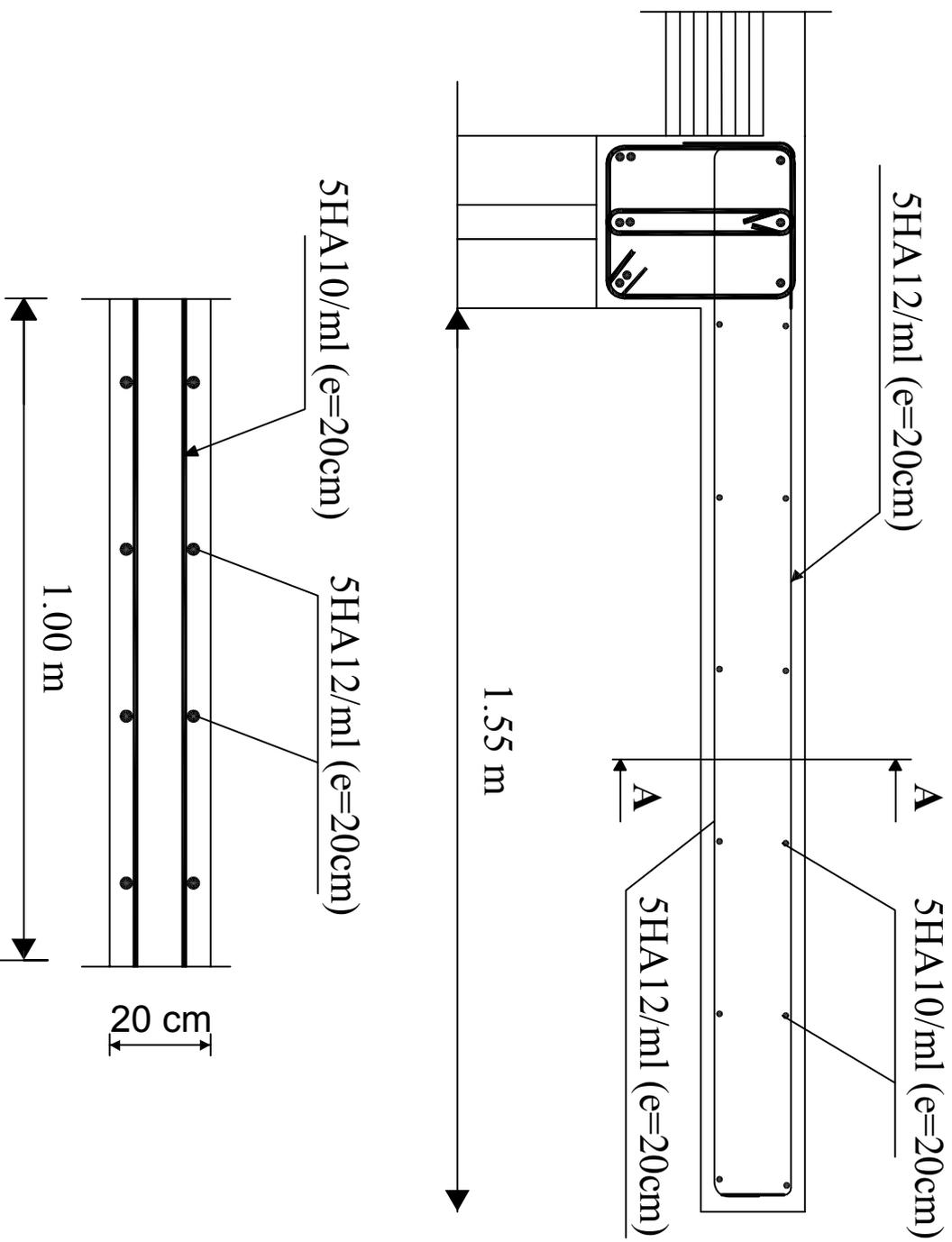


Coupe A - A



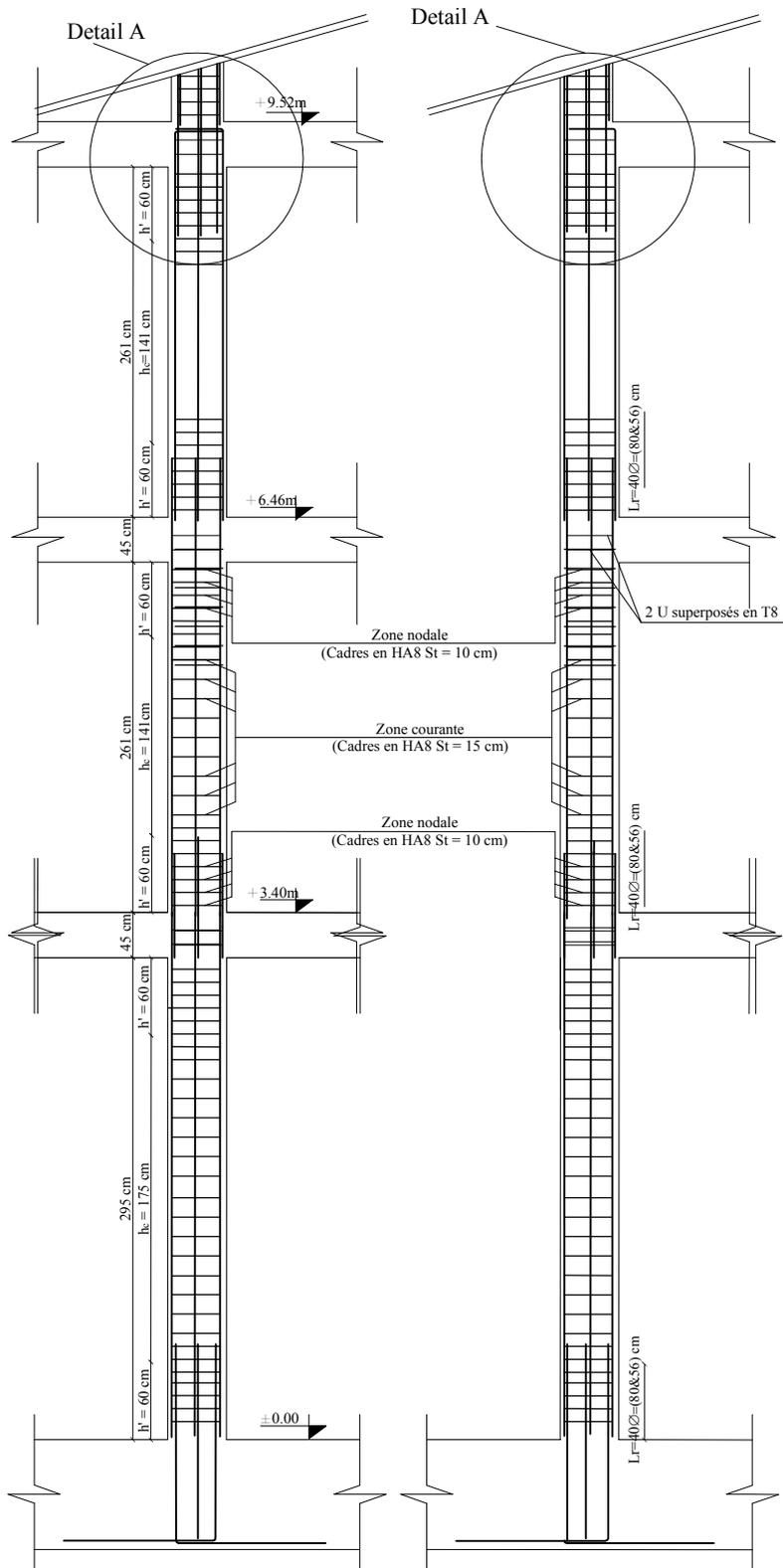
Coupe B - B

Ferrailage des balcons

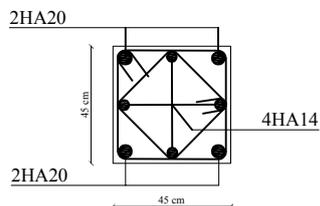
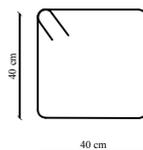
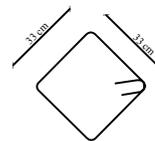
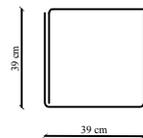
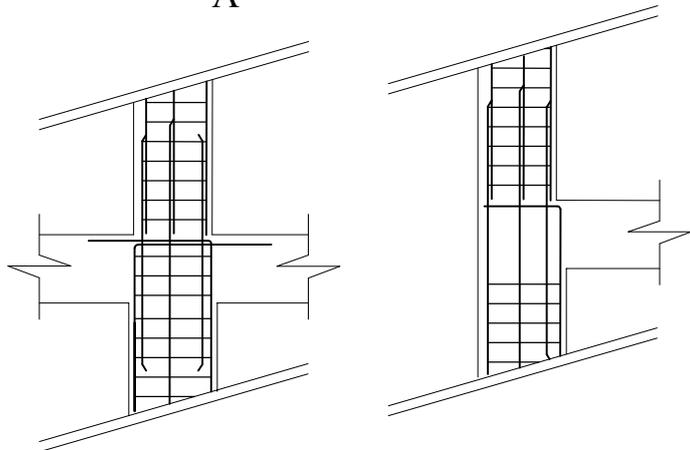


Coupe A-A

FERRAILLAGE DES POTEAUX E-S/1



Detail A



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

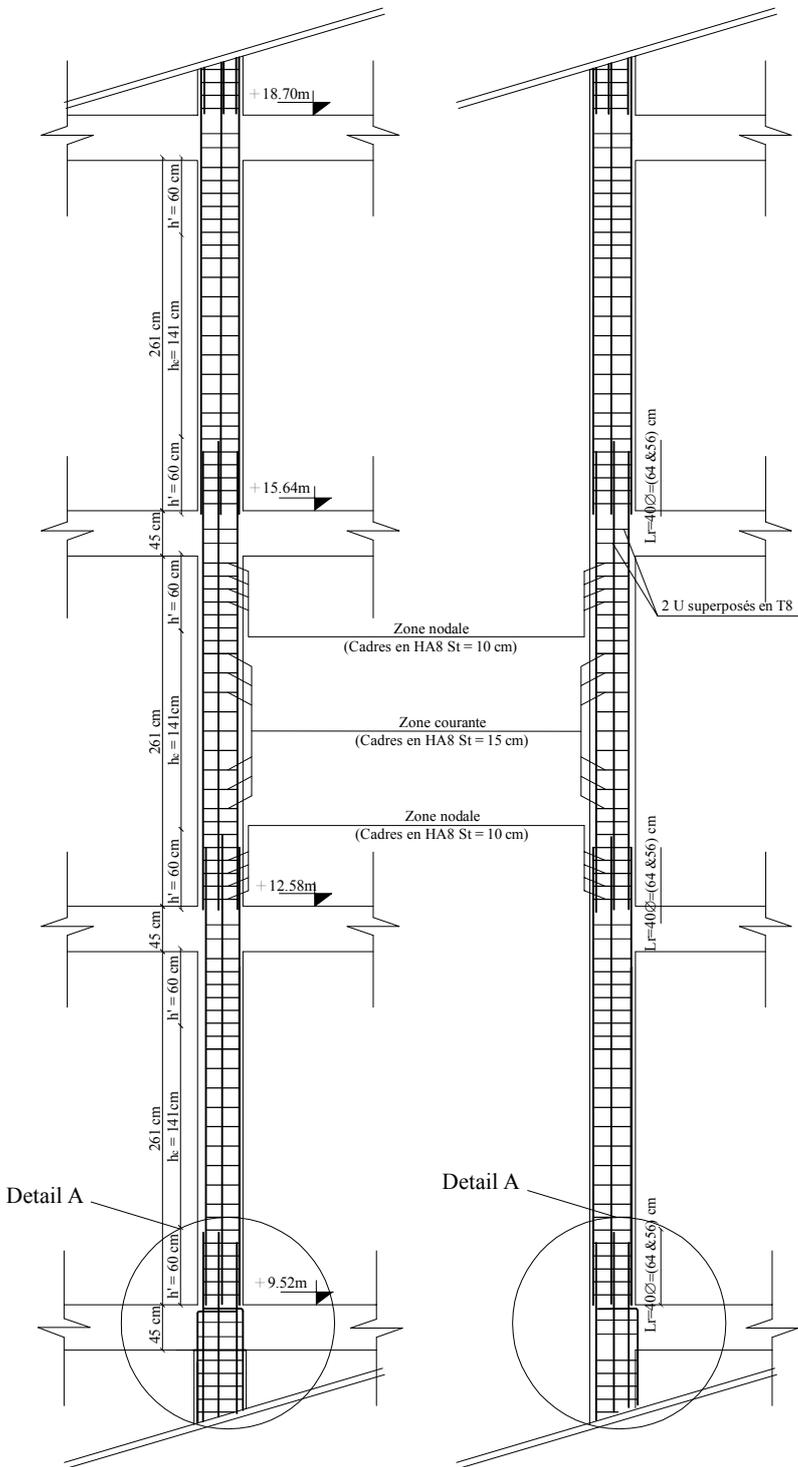
Réalisé par :
 M^r: HADDADOU MEHENNA
 HADJ MOHAND ANOUAR

Dirigé par :
 M^r: DERRADJ

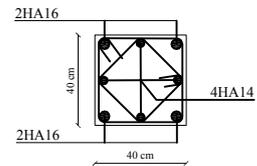
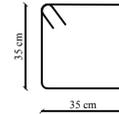
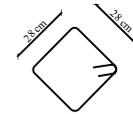
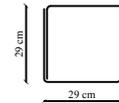
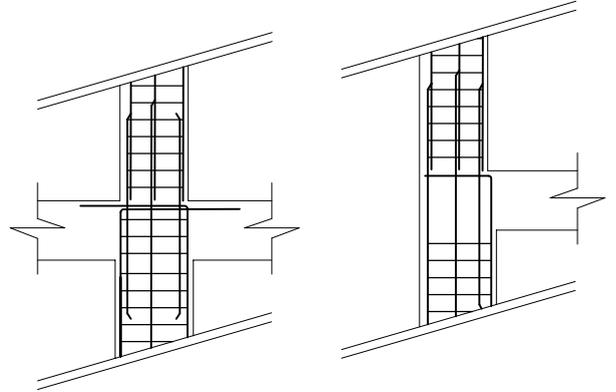
TITRE
FERRAILLAGE DES POTEAUX
E-S/1

PROMOTION 2018/2019

FERRAILLE DES POTEAUX 2/4



Detail A



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
 M^r: HADDADOU MEHENNA
 HADJ MOHAND ANOUAR

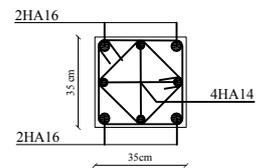
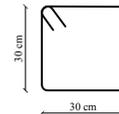
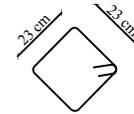
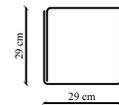
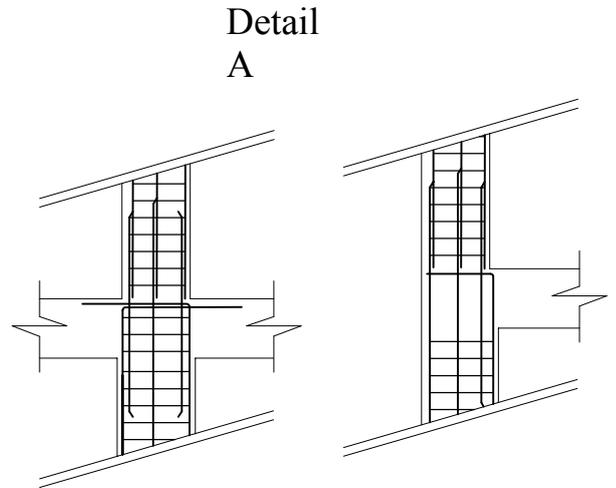
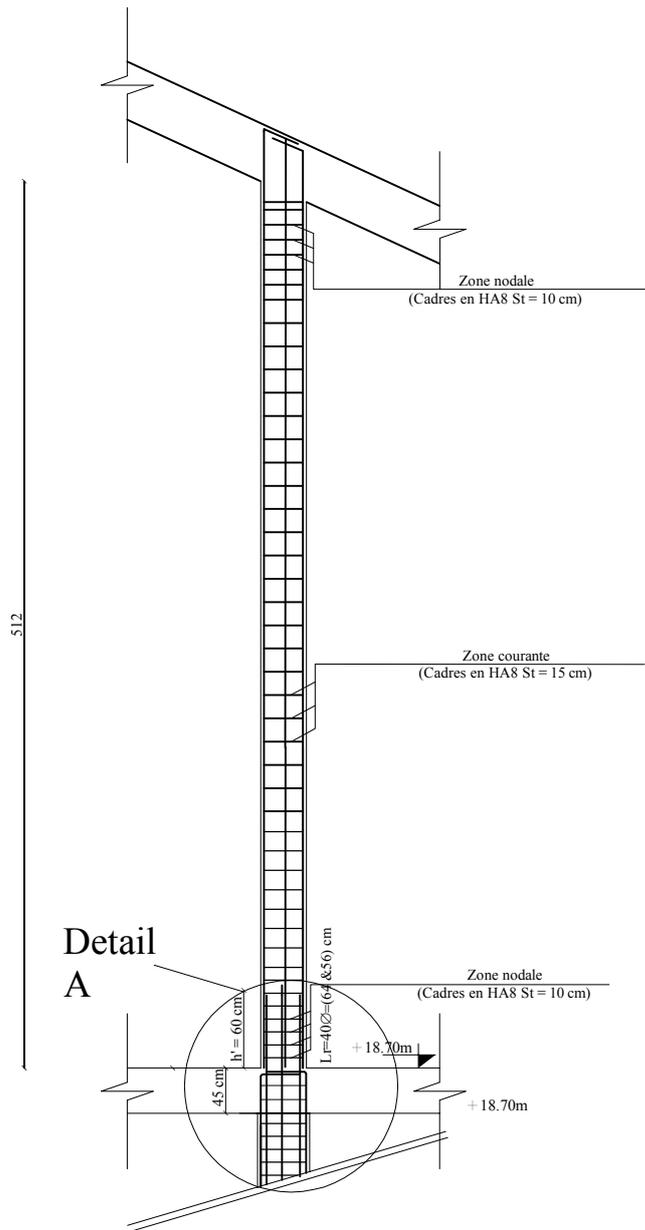
Dirigé par :
 M^r: DERRADJ

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
2/4

PROMOTION 2018/2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX DE LA TOITURE



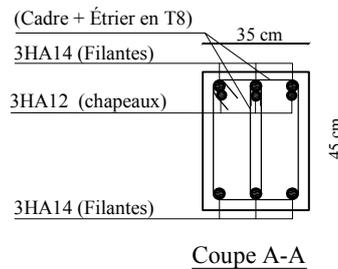
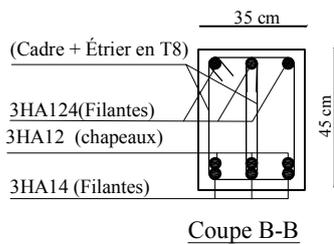
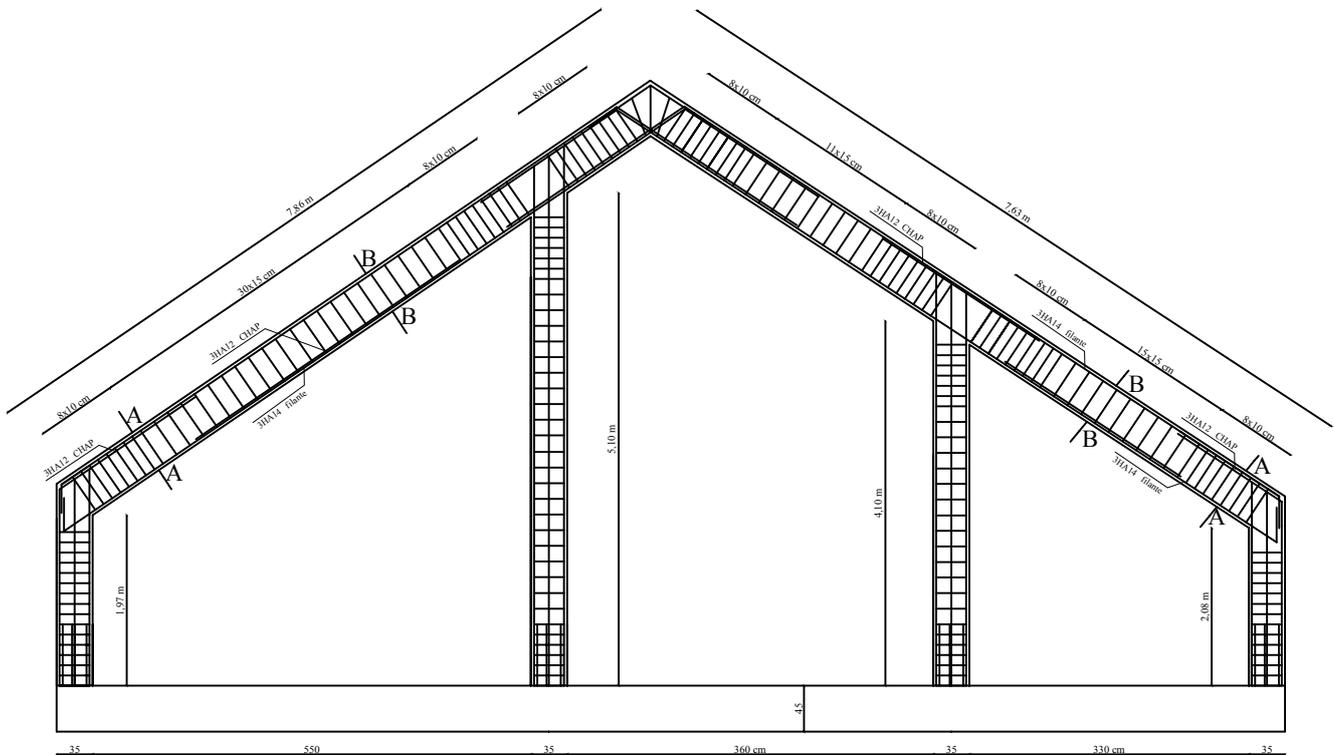
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: HADDADOU MEHENNA
HADJ MOHAND ANOUAR

Dirigé par :
M^r: DERRADJ

TITRE
**FERRAILLAGE DES POTEAUX
TOITURE**

PROMOTION 2018/2019



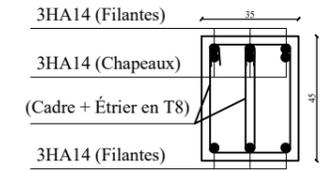
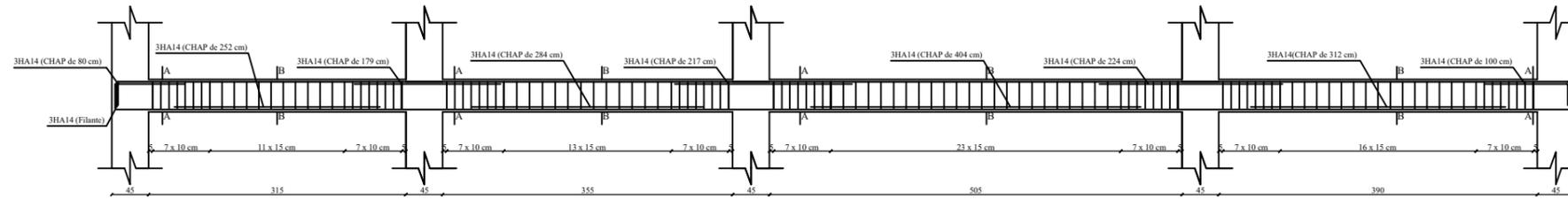
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
 DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
 M^r HADDADOU MEHENNA
 M^r HADJ MOHAND ANOUAR

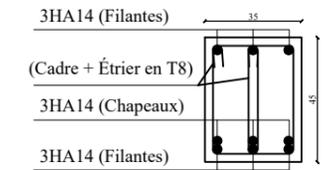
Dirigé par :
 M^r: DERRADJ

TITRE
**FERRAILLAGE DE LA
 CHARPENTE**

PROMOTION 2018/2019

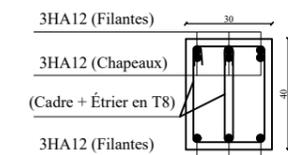
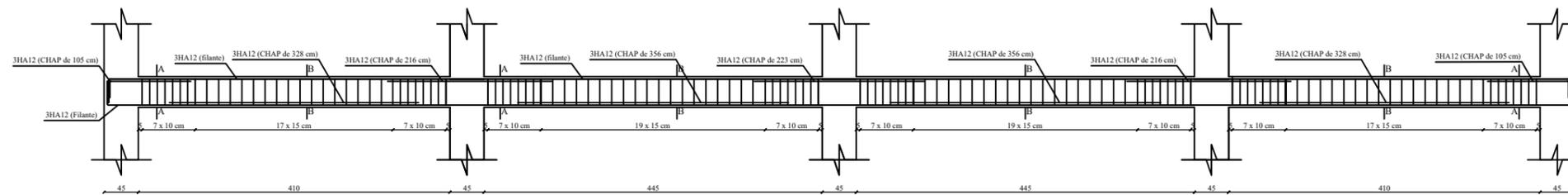


Coupe A-A

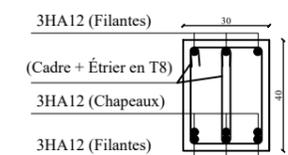


Coupe B-B

Ferraillage des poutres principales



Coupe A-A



Coupe B-B

Ferraillage des poutres secondaires

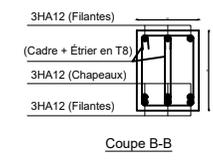
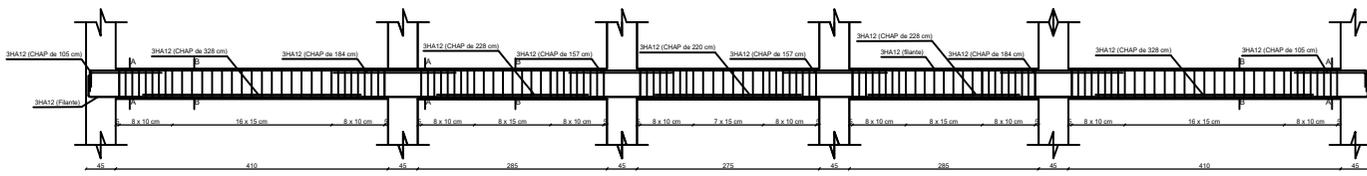
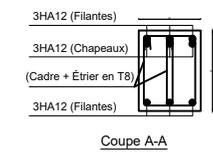
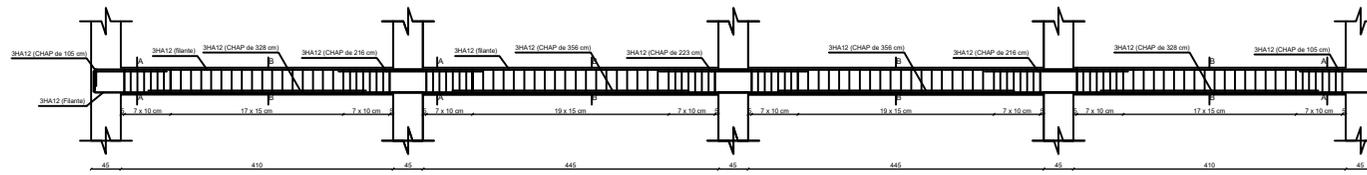
Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil

Réalisé par :
Mr HADDADOU Mehenna
Mr HADJ MOHAND Anouar

Dirigé par :
Mr DERRADJ

Titre :
Ferraillage des
Poutres du
plancher

Promotion 2018 / 2019

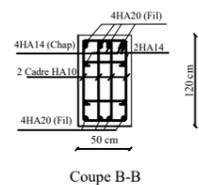
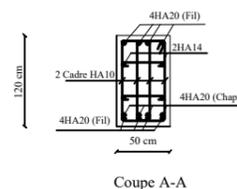
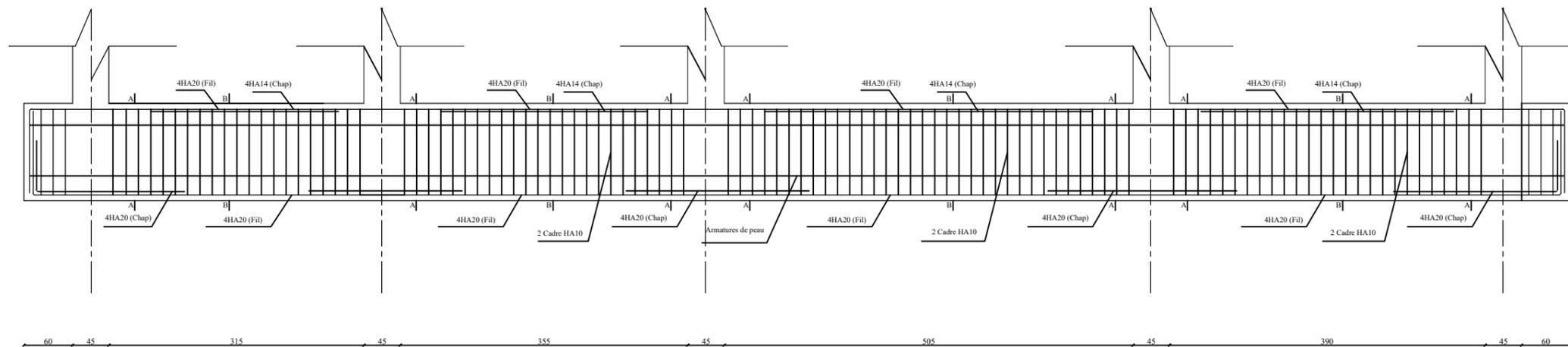
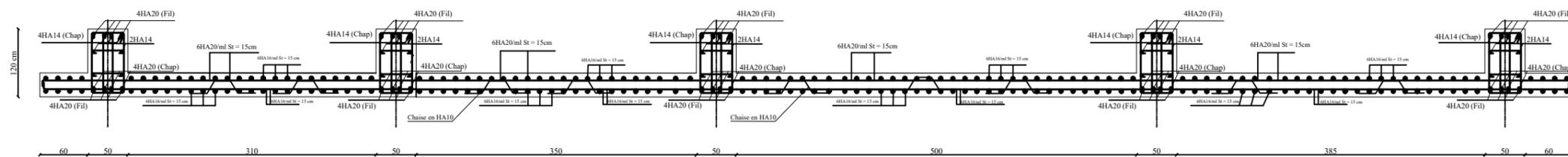


Ferrailage des poutres secondaires de la toiture

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou Faculté du génie de la construction Département de Génie Civil	
Réalisé par : Mr HADDADOU Mehenna Mr HADJ MOHAND Anouar	Titre : Ferrailage des Poutres de la toiture
Dirigé par : Mr DERRADJ	
Promotion 2018 / 2019	

FERRAILLAGE DU RADIER ET DES NERVURES

Ferraillage du radier et nervure dans le sens transversal



Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté du génie de la Construction
Département de Génie Civil

Réalisé par :
Mr HADDADOU Mehenna
Mr HADJ MOHAND Anouar

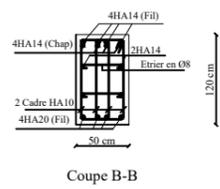
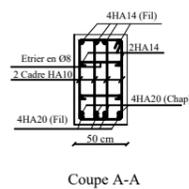
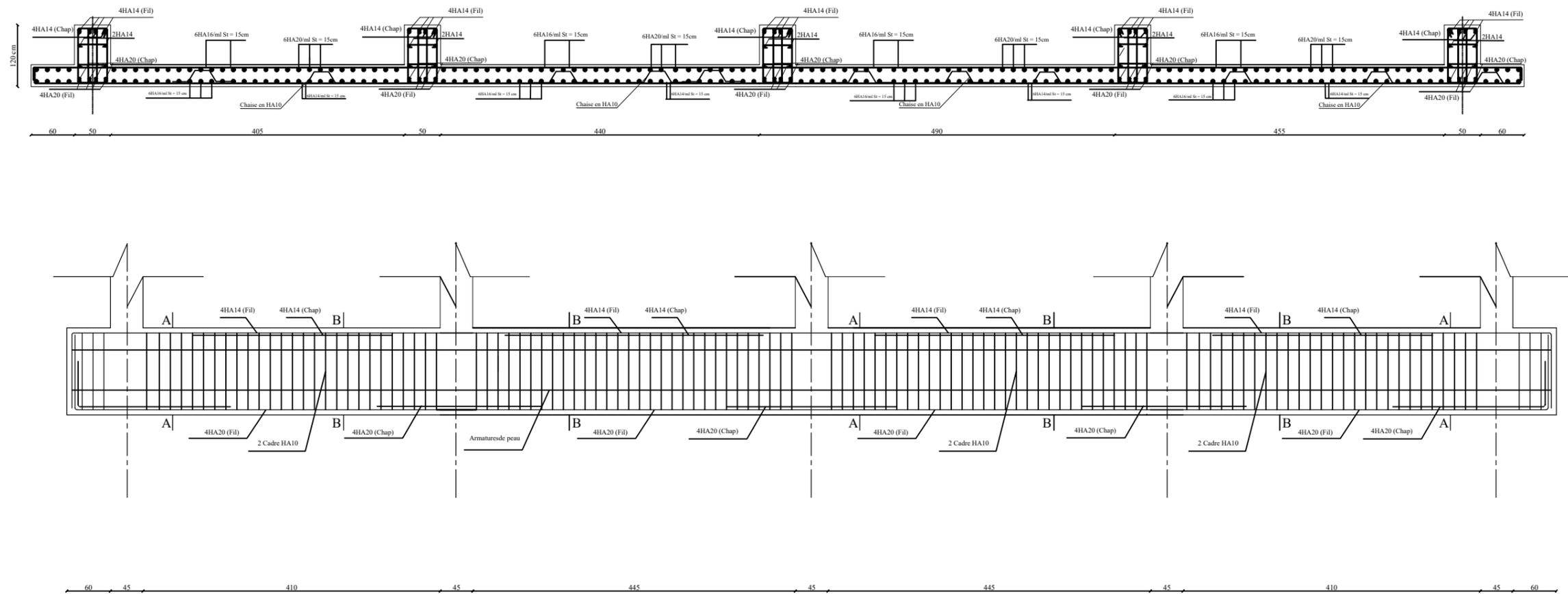
Dirigé par :
Mr DERRADJ

Titre :
**FERRAILLAGE DU RADIER ET
DES NERVURES**

Promotion 2018 / 2019

FERRAILLAGE DU RADIER ET DES NERVURES

Ferrailage du radier et des nervures dans le sens longitudinal



Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté du génie de la Construction
Département de Génie Civil

Réalisé par :
Mr HADDADOU Mehenna
Mr HADJ MOHAND Anouar

Dirigé par :
Mr DERRADJ

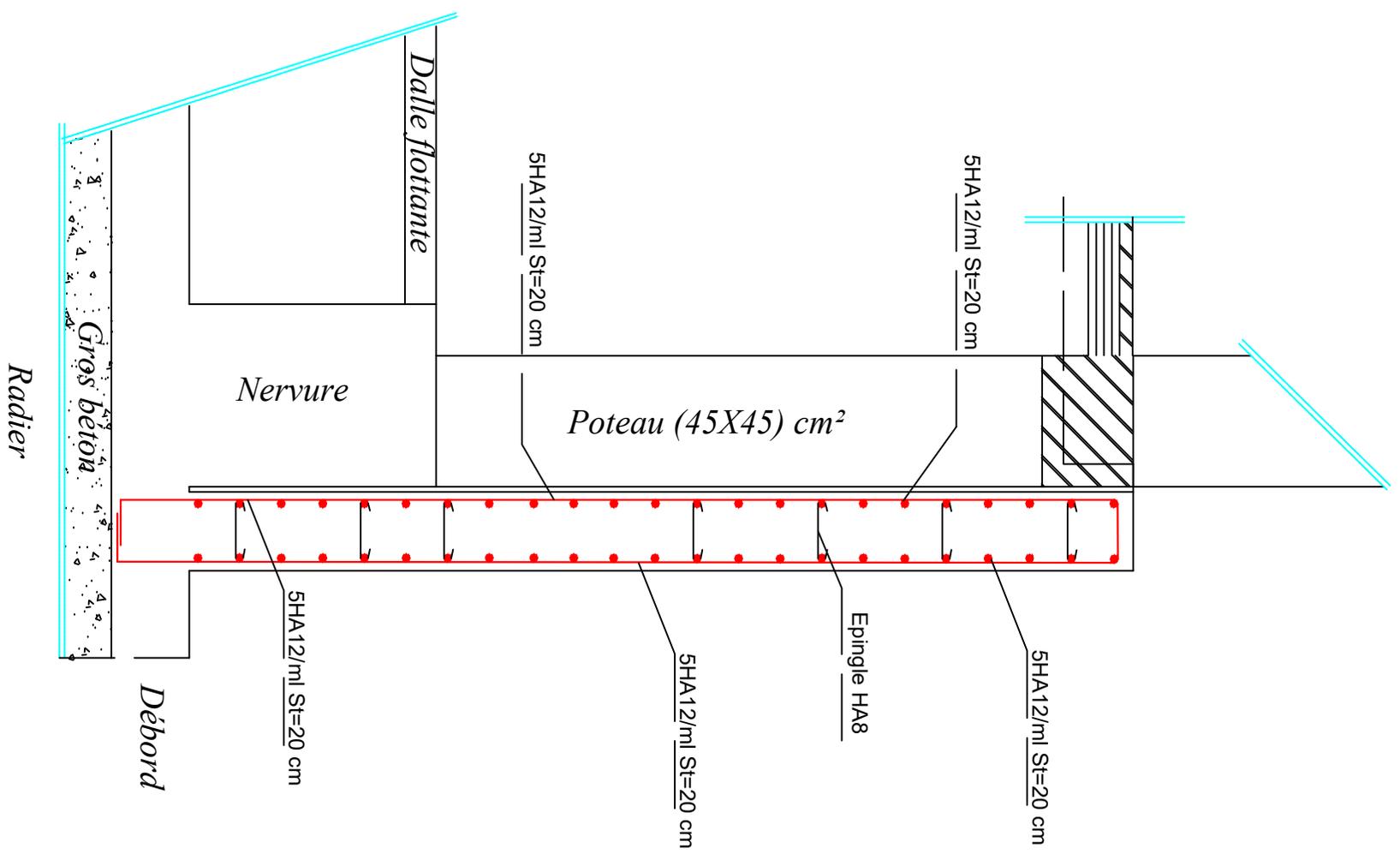
Titre :
**FERRAILLAGE DU RADIER ET
DES NERVURES**

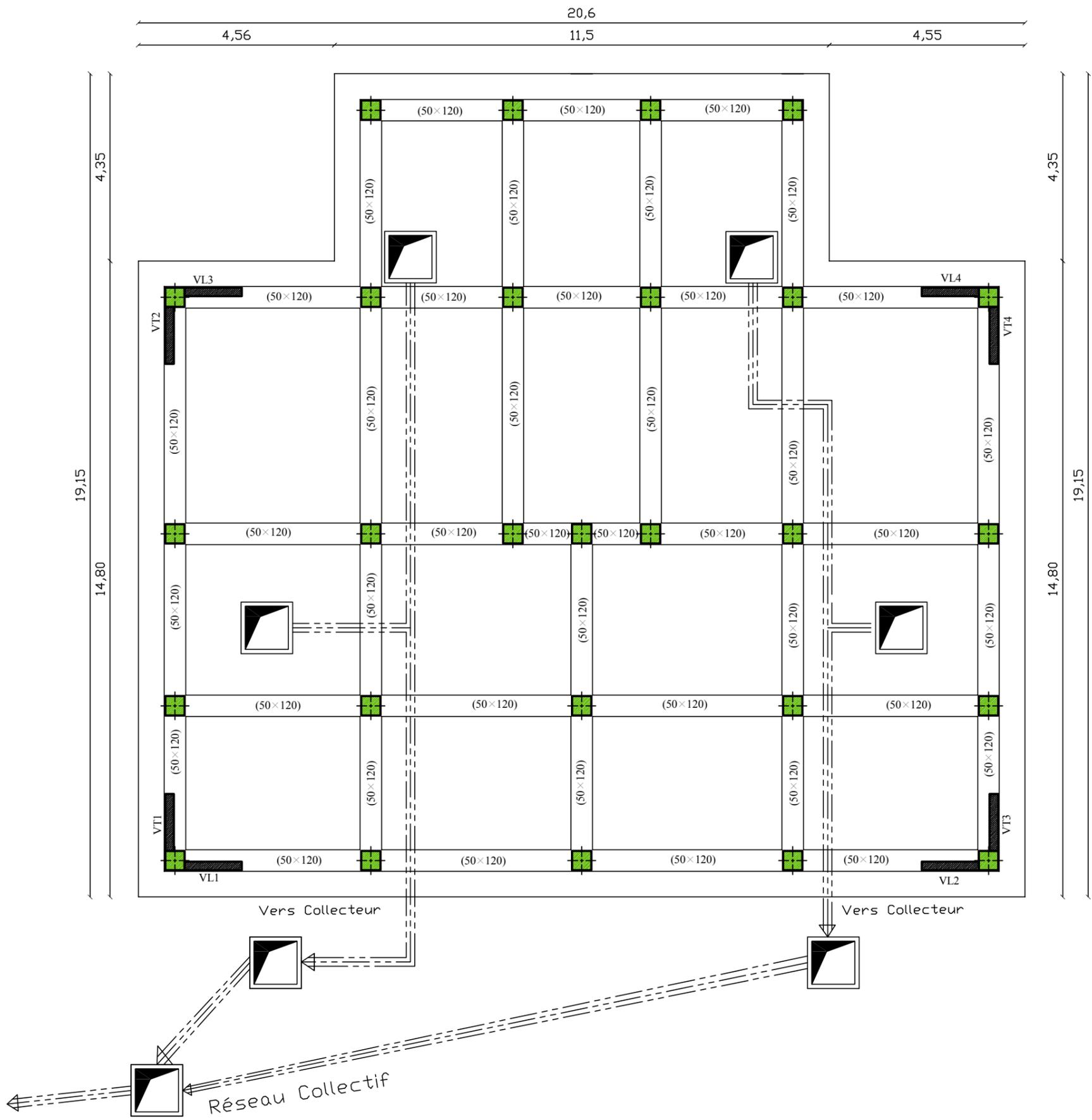
Promotion 2018 / 2019

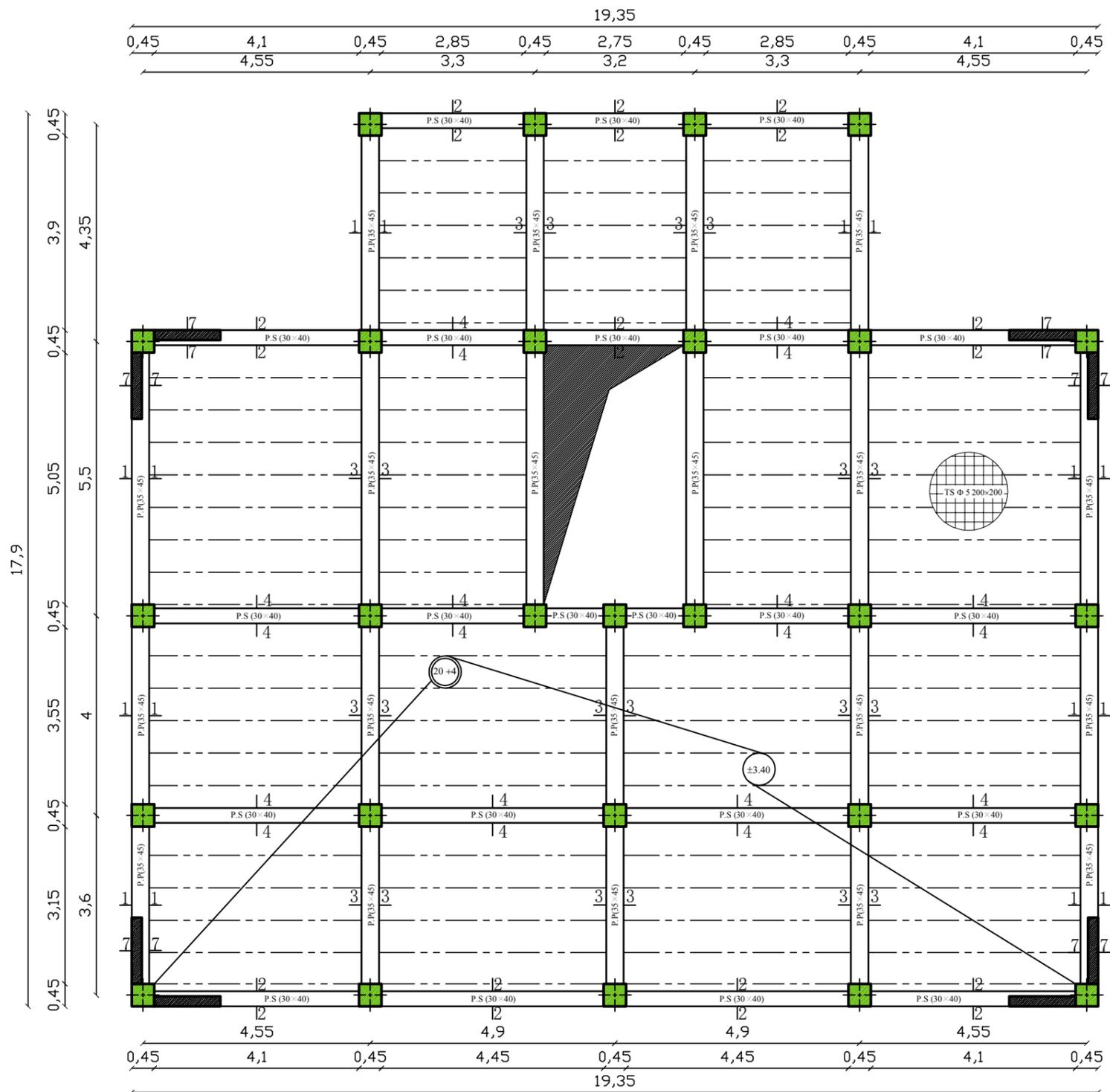
Ferrailage du mur plaque

3.40 m

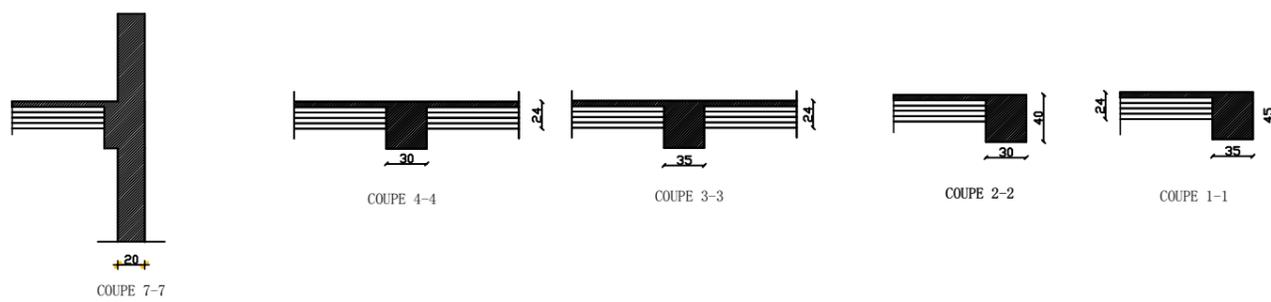
1.20 m

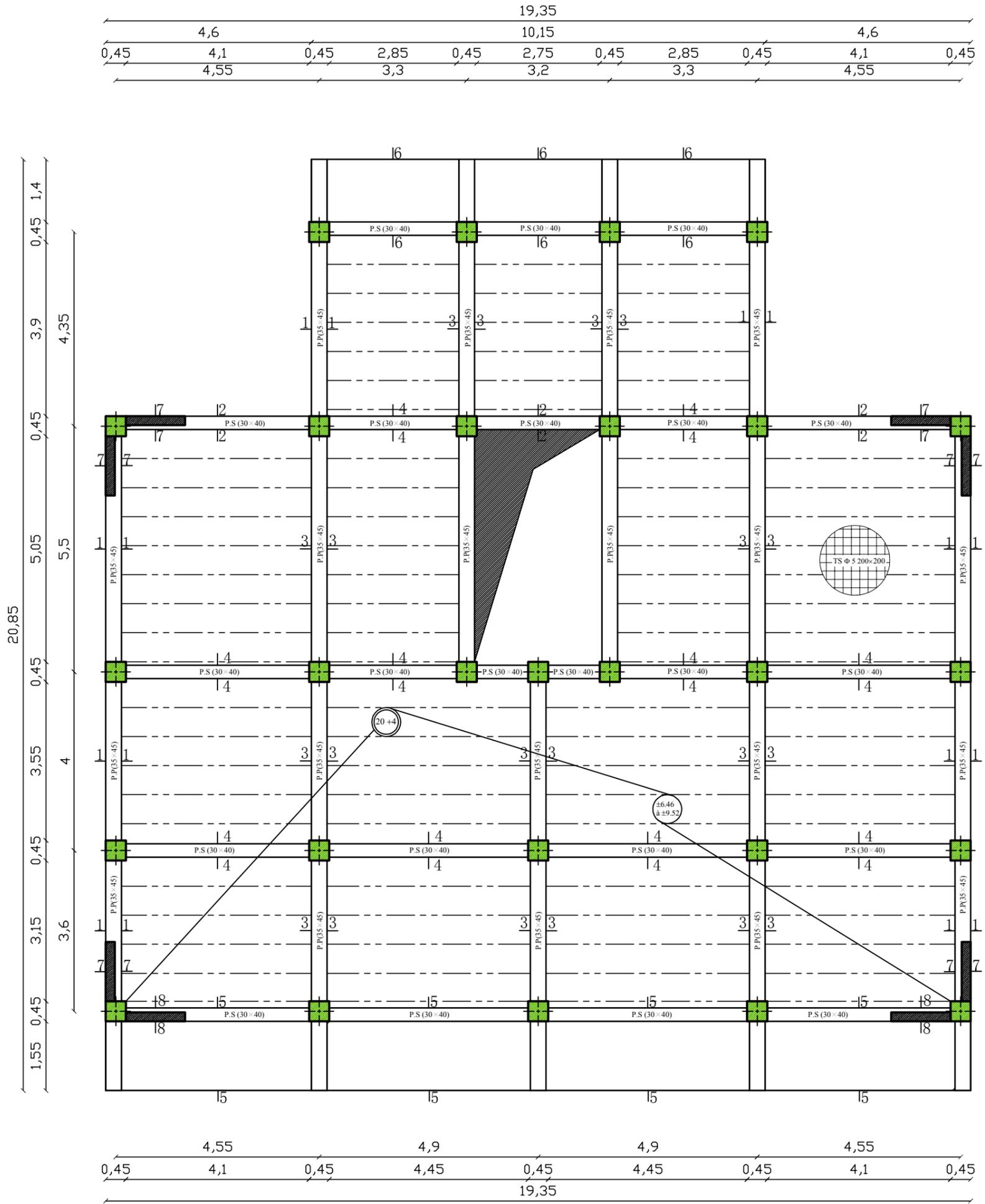




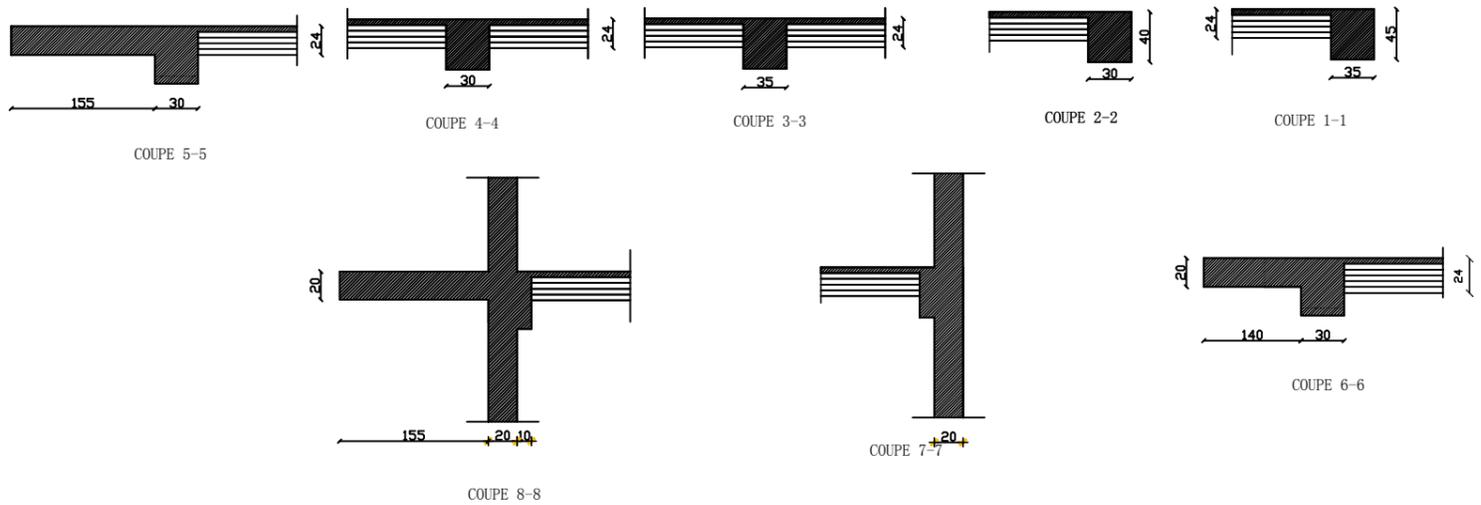


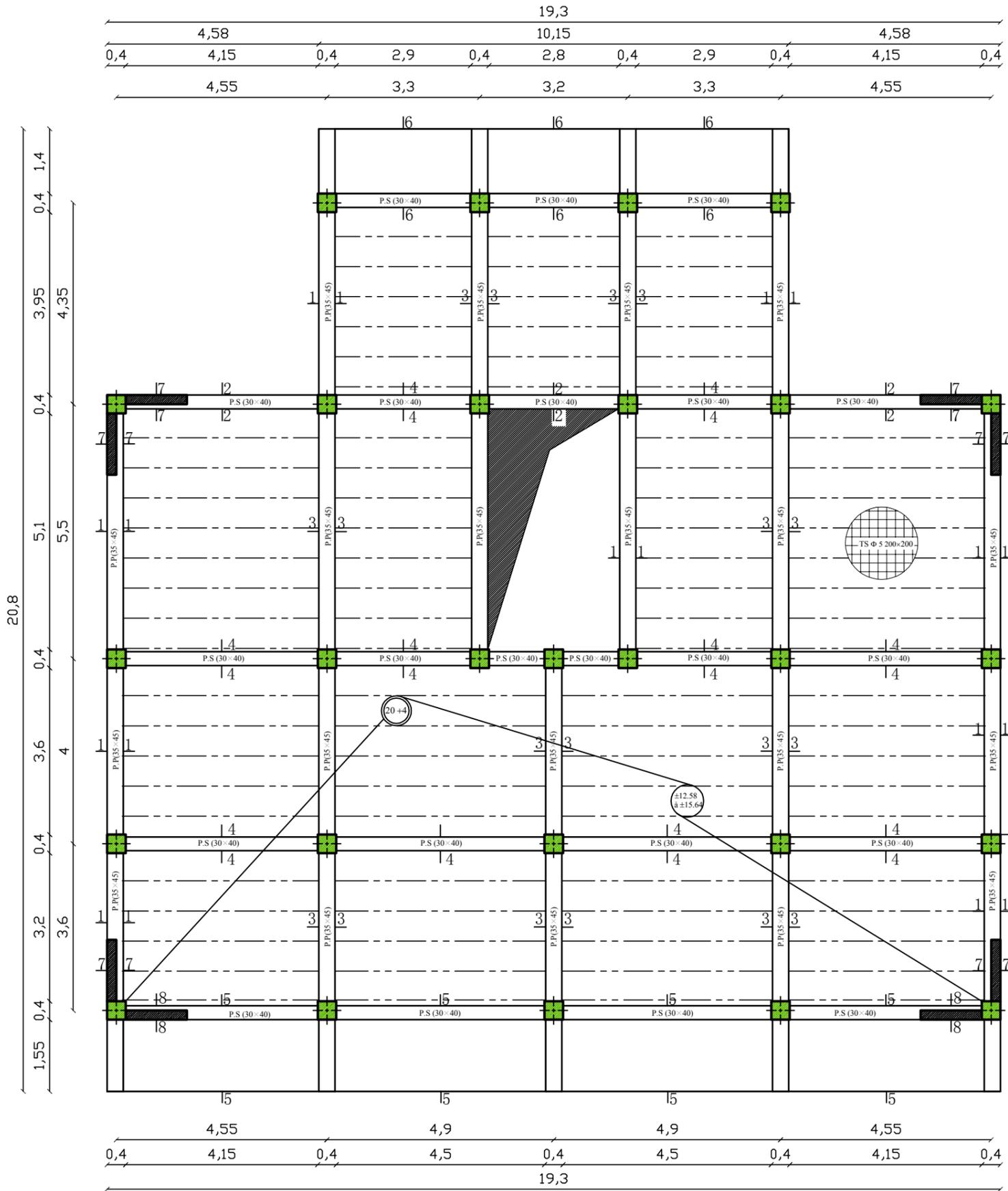
Plan de Coffrage Entre-Sol



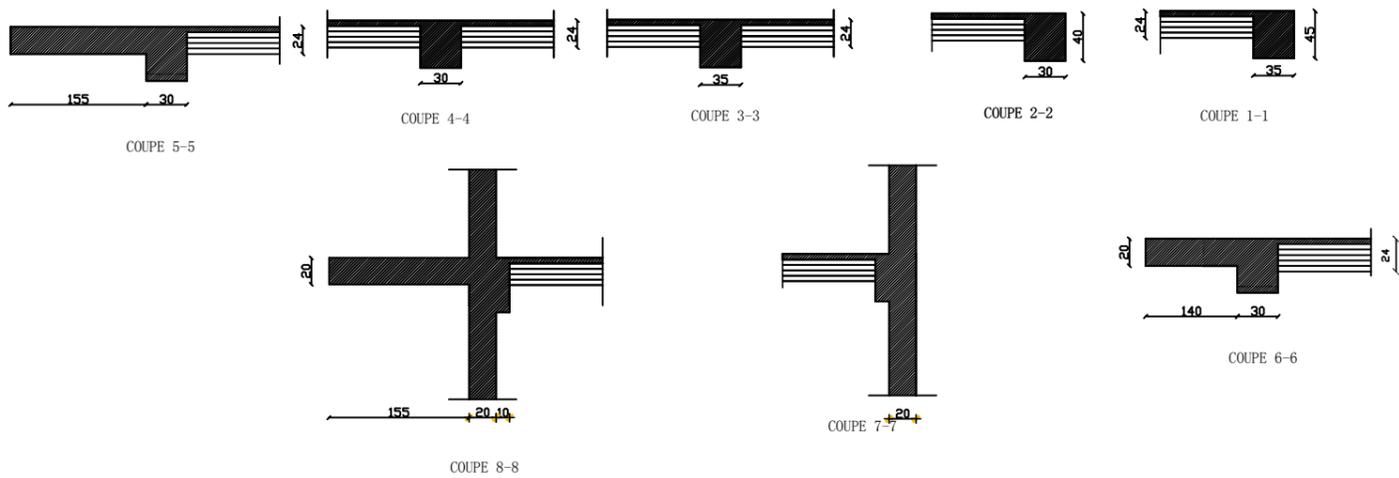


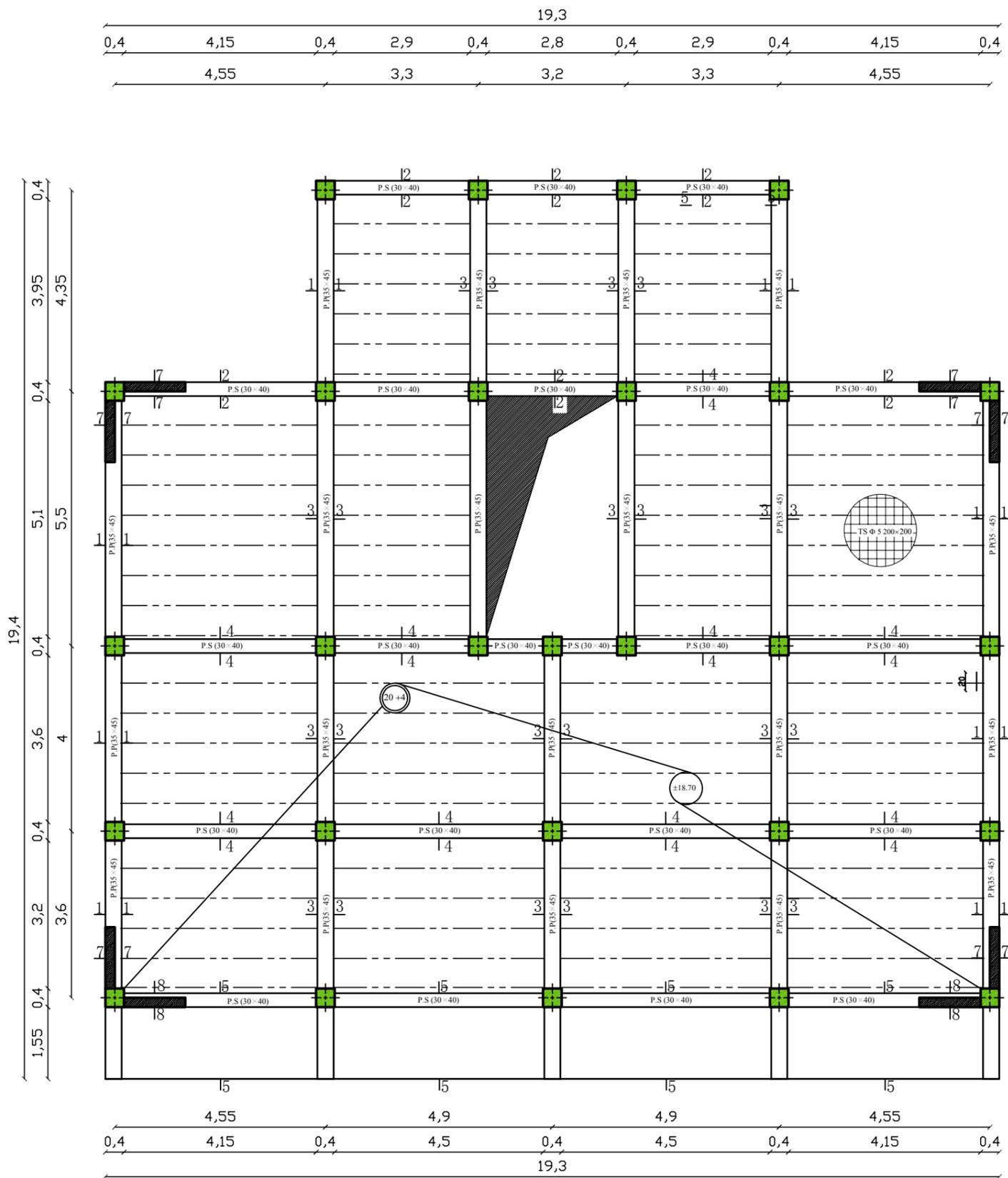
Plan de Coffrage RDC + 1er Etage



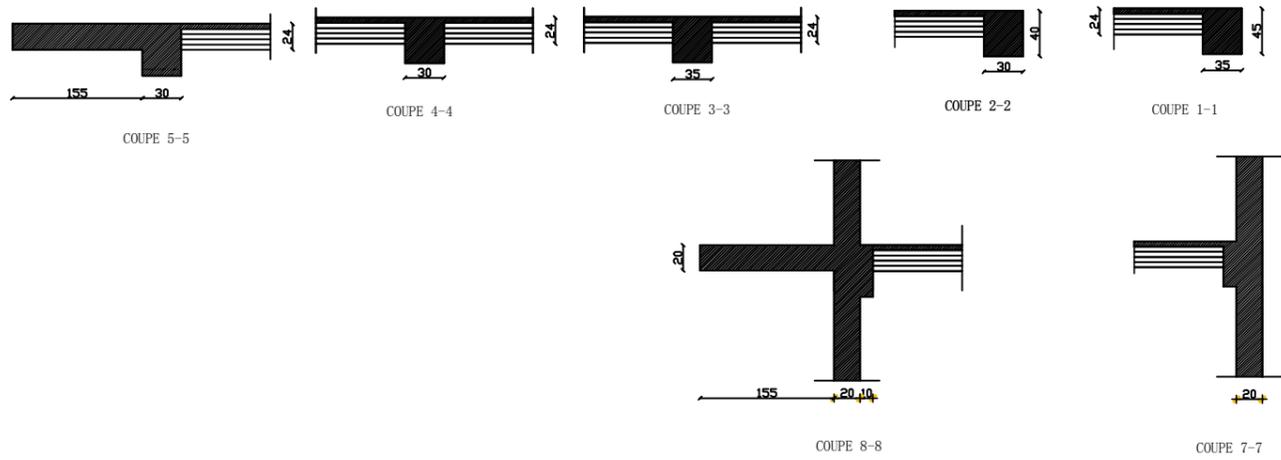


Plan de Coffrage 2ème + 3ème Etage





Plan de Coffrage 4ème Etage



CONCLUSION :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et parking, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage, mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



Calcul en bois (CB71)



livre de VICTOR DAVIDOVICI volume 2



calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)



Tables de Pigeaud et tableaux de calcule a l'ELU et l'ELS.