

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCREATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté Génie de la Construction

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions civiles et industrielles



Thème

*Etude d'un bâtiment(R+5) à
usage d'habitation et commercial contreventé par
des voiles porteurs en béton armé avec
l'application ETABS V9.7.0*

Réalisé par :

M^{elle} SI TAYEB SOUAD

Dirigé par :

M^{elle} LARABI Sonia

Année universitaire : 2021/2022

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je saisis cette occasion pour exprime mes vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Je souhaite tout d'abord remercier M^{lle} LARABI SONIA, qui m'a encadrée avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce manuscrit.

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

J'exprime également mon gratitude aux membres du jury, qui m'ont honorée en acceptant de juger ce travail.

Enfin je tiens à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMIO- faculté de génie civil.

Dédicaces

Arrivée au terme de mon master par la grâce de Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce travail aux êtres qui me sont les plus chers :

- ✓ *À ma mère quoi je fasse ou que je dise, je ne pourrai te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différentes obstacles.*
- ✓ *À mon père qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*
- ✓ *À mon adorable frère m'henni.*
- ✓ *À mes sœurs : Fazia, Hakima, Mina.*
- ✓ *Ainsi mes beaux-frères : Mohand, Marzouk, Elhaouas.*
- ✓ *Mes neveux : Youva, Aksel et ma nièce Léa*
- ✓ *Sans oublier ma chère grand-mère.*
- ✓ *À tous mes amis : Amal, Fatiha, Katia, Fahima, Djila.*

SOUAD

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage. 01-13

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments. 14-29

Chapitre III : Calculs des éléments :

III.1. ACROTERE 30-37

III.2. PLANCHERS..... 37-62

III.3. ESCALIER 63-79

III.4. POUTRE PALIERE 80-88

Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel **ETABS**. 89-109

Chapitre V : vérification aux exigences de RPA. 110-120

Chapitre VI : Ferrailage des éléments :

VI.1. Poteaux. 121-131

VI.2. Poutres 131-138

VI.3. Voiles. 139-151

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....152-183

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

BIBLIOGRAPHIE

Liste des figures

1) Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure 1: plancher en corps creux

Figure 2 : plancher en dalle pleine

Figure 3 : schéma descriptif d'un escalier

Figure 4: murs en maçonnerie

Figure 5 : l'acrotère

Figure 6 : coffrage métallique et en bois

Figure 7 : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

Figure 8 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

Figure 9 : Diagramme contrainte déformation de l'acier a l'ELU

2) Chapitre II : pré- dimensionnement des éléments

Figure II-1 : Coupe verticale du plancher

Figure II-2 : Coupe d'un plancher en dalle pleine

Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

Figure II-4: Coupe de voile en plan

Figure II-5 : plancher terrasse inaccessible

Figure II-6 : plancher terrasse accessible.

Figure II-7 : Coupe du plancher courant en corps creux

Figure II-8 : Coupe transversale du plancher courant dalle pleine.

Figure II-9 : Coupe transversale du mur double cloison.

Figure II-10 : Coupe transversale du mur d'une seule cloison

Figure II-11 : Surface d'influence sur le poteau.

3) Chapitre III : calculs des éléments

1) L'acrotère :

Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Liste des figures

Figure III.1.2 : schéma statique efforts de l'acrotère

Figure III.1.3: Schéma statique de la section de l'acrotère.

Figure III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

2) Plancher :

Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Figure III.2.2 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

Figure III.2.3 : schéma statique du treillis soudé

Figure : III.2.4: construction de la section en T.(cm)

Figure III.2.5 : schéma descriptif de la poutrelle

Figure III.2.6: dimensionnement de la section rectangulaire

Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutre

Figure III.2.8 : Diagramme des moments.

Figure III .2.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure III. 2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure III .2.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III. 2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Figure III.2.13 : coupe schématique de la poutrelle

Figure III.2.14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

3) Escalier :

Figure III.3.1 : Schéma général d'un escalier droit

Figure III.3.2 : Vue en plan d'escalier.

Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier

Figure III.3.4 : schéma statique d'escalier à l'ELU

Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.

Figure III.3.6 : Diagramme des moments fléchissant réduits ELU

Figure III.3.7 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU (cm)

Figure III.3.8 : schéma statique d'escalier à l'ELS

Figure III .3.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS.

Figure III.3.10 : Diagramme des moments fléchissant réduits ELS

Liste des figures

4) Poutre palier :

Figure III.4 .1 : schéma statique de calcul.

Figure III.4.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

FigureIII.4.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

4) Chapitre IV :Modélisation

Figure IV.1 : disposition des poteaux

Figure IV.2 : disposition des poutres

Figure IV.3 : disposition des voiles

Figure IV.4 : Plancher à corps creux, , dalles pleines

Figure IV.5: diaphragm de RDC

Figure IV.6 : modèle finale de notre structure

5) Chapitre V : vérification du RPA

Figure V.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

Figure V.2 : Effort tranchant donné par logiciel

FigureV.3 : pourcentage de participation de la masse modale.

6) Chapitre VI : ferrailage des éléments

a) Poteaux

Figure VI.1.1 : Section d'un poteau SPC.

Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale

b) Poutres

Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure VI.2.2. : Disposition des armatures S.D.A.

c) Voiles

FigureVI.3.1: La numérotation des voiles dans l'ETABS

Figure VI.3.2: Section entièrement comprimée.

Figure VI.3.3 : Section entièrement tendue.

Figure VI.3.4: Section partiellement comprimée.

Figure VI.3.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7) Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes du sol

Figure VII.3 : Schéma statique du débord

Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées

Liste des figures

Figure.VII.5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

Figure VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FigureVII.7: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).

Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

FigureVII.10: Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

Figure VII.11: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal)..

Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure VII. 13: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinale).

Figure VII.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FigureVII.15: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

Figure VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinale).

Figure VII.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

FigureVII.19: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

Figure VII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Liste des tableaux

1) Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA

Tableau II.2 : charge permanent du plancher terrasse en corps creux

Tableau II.3 : charge permanent des balcons de la terrasse en dalle pleine

Tableau II.4 : charges permanentes en plancher courant en corps creux

Tableau II.5 : charge permanent des balcons des étages courant en dalle pleine

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur double paroi

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur d'une seule paroi

Tableau II.8: les charges d'exploitations

Tableau II.9 : Charges permanentes des planchers

Tableau II.10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Tableau II.11 : Descentes des charges pour les poteaux

Tableau II.12 : les vérifications au flambement

2) Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.2.1 : résultats à l'ELU

Tableau III.3.1 : charge permanent de palier

Tableau III.3.2 : charge permanent de volée

3) Chapitre IV : modélisation

Tableau IV.1 : le facteur de qualité

4) Chapitre V : vérification du RPA

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.

Tableau V.2 : coefficient d'amortissement

Tableau V.3 des résultats récapitulatif

Tableau V.4 : vérification de l'effort normal aux niveaux des poteaux

Tableau V.5 : la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Tableau V.6: la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

Tableau V.7 : Récapitulation des résultats.

Liste des tableaux

Tableau V.8 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x et E_y .

Tableau V.9 : Vérification de l'effet $P-\Delta$

5) Chapitre VI : ferrailage des éléments

a) Poteau

Tableau VI.1.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tableau VI.1.2 : les sections des armatures longitudinales.

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

Tableau VI.1.4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Tableau VI.1.5 : Détermination de la zone nodale.

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau.VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

b) Poutres

Tableau VI.2.1 Sollicitations dans les poutres.

Tableau VI.2.2 : Récapitulatif ferrailage des poutres.

Tableau VI.2.3 : vérification aux cisaillements.

TableauVI.2.4 : vérification du ferrailage des poutres principales et secondaires l'ELS

c) Voiles

Tableau VI.3.1: Ferrailage adopté.

Tableau VI.3.2: Ferrailage du voile transversal ($L=2,80$ m)

Tableau VI.3.3: Ferrailage du voile longitudinale ($L=3,30$ m)

6) Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Tableau VII-1: résultats des surfaces revenant aux voiles

Tableau VII-2: résultats des efforts revenant aux poteaux

Tableau VII.3: Ferrailage du radier

Tableau VII.4 : vérification des contraintes dans le béton

Tableau VII.5: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

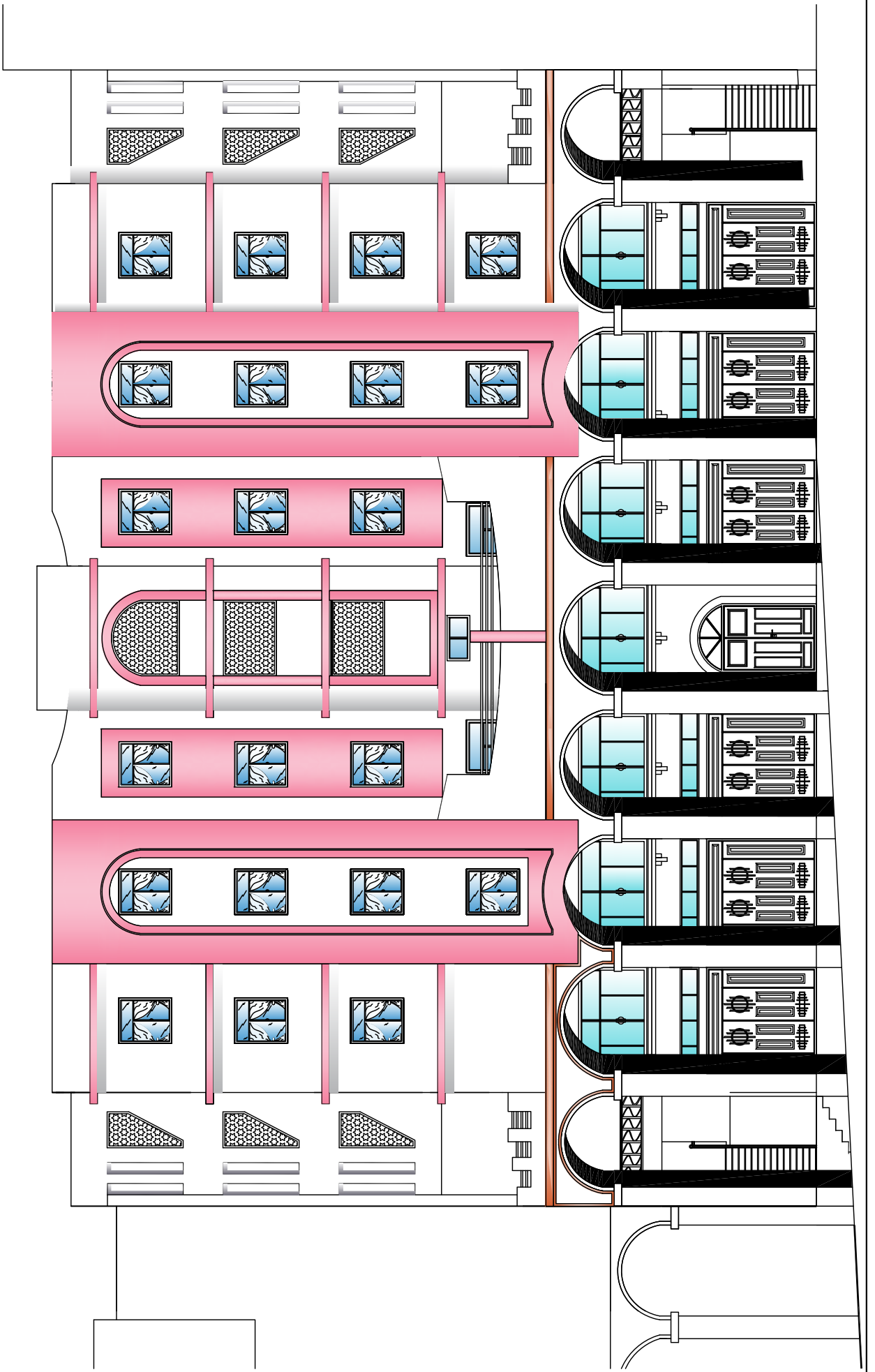
Tableau VII.6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

Tableau VII-7 : Les efforts internes dans les nervures

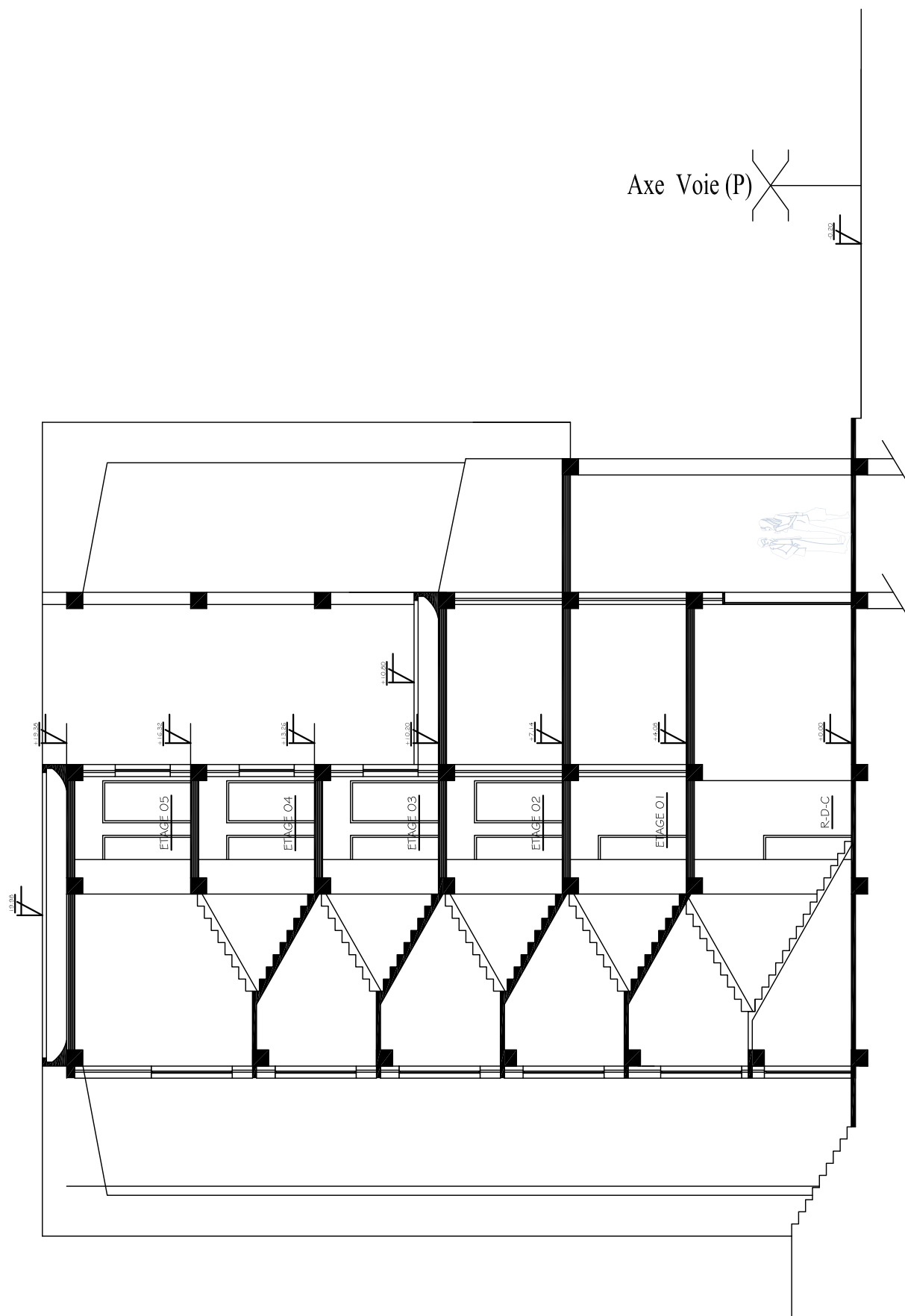
Tableau VII-8 : Ferrailage des nervures à l'ELU

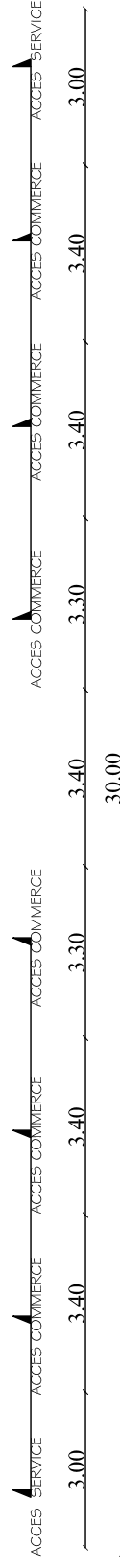
Tableau VII-9 : Vérification à l'ELS

FACADE PRINCIPALE

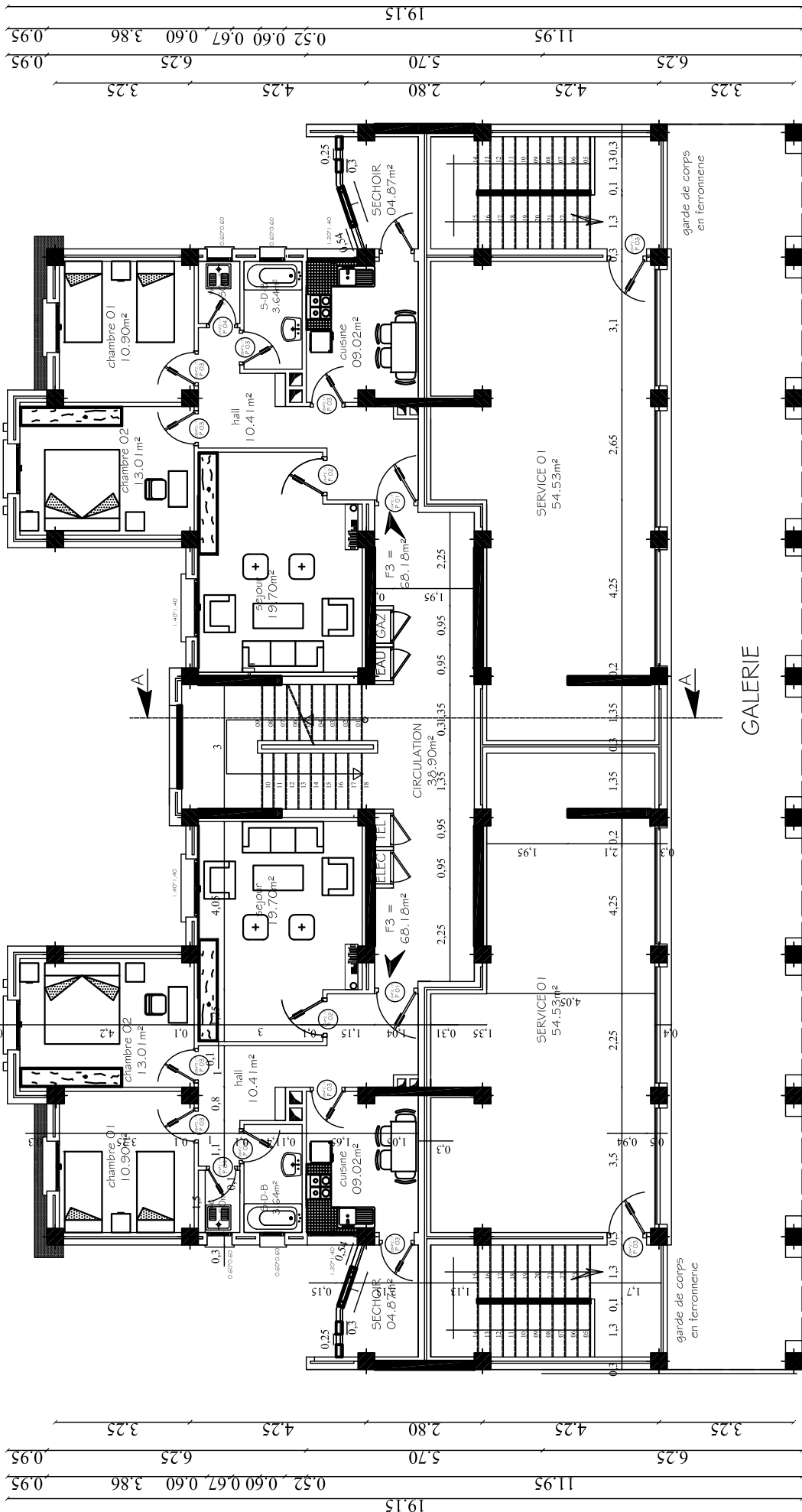


COUPE A-A

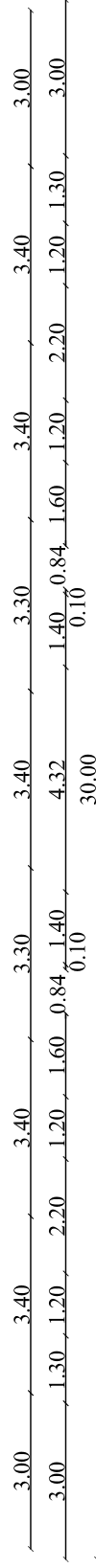
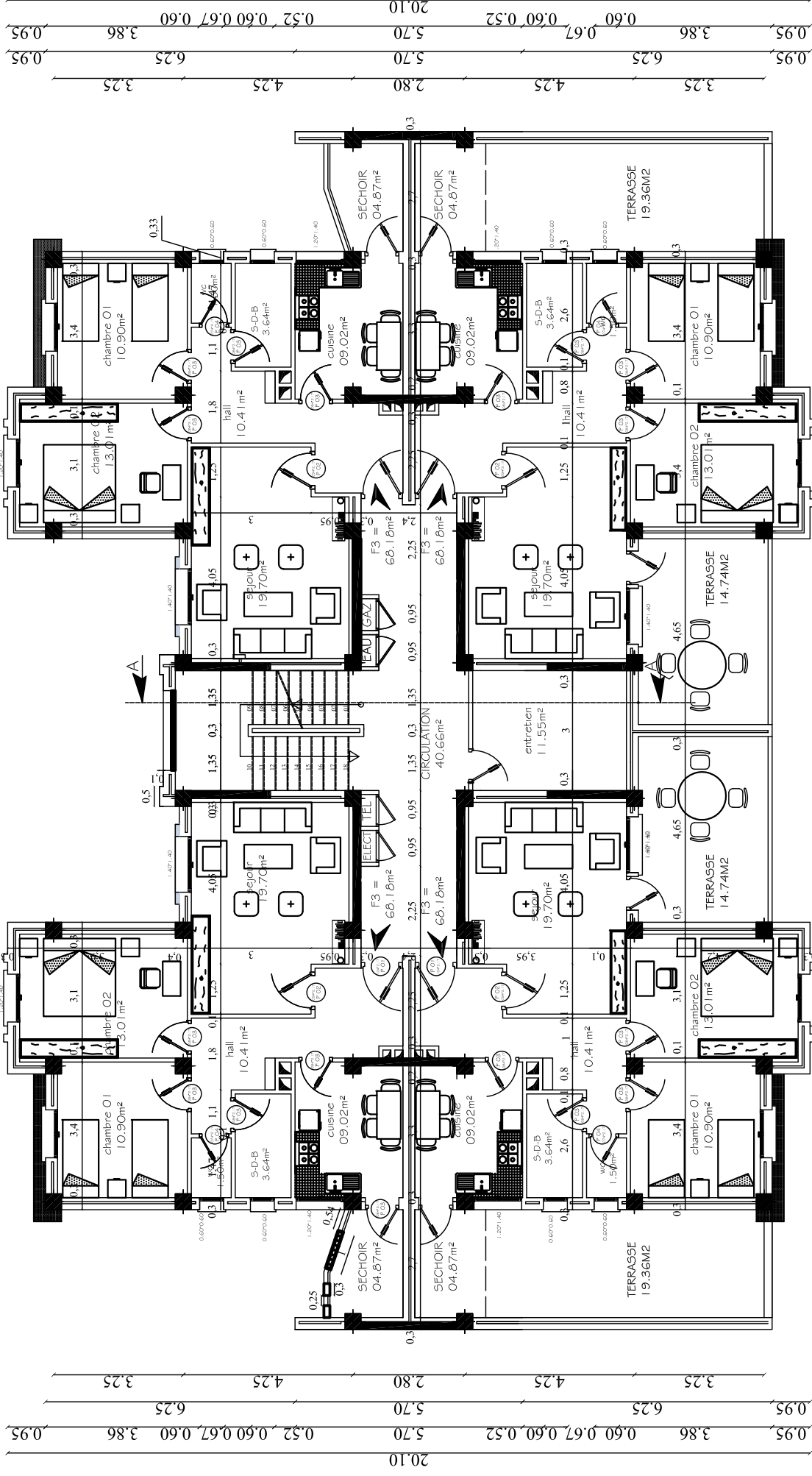


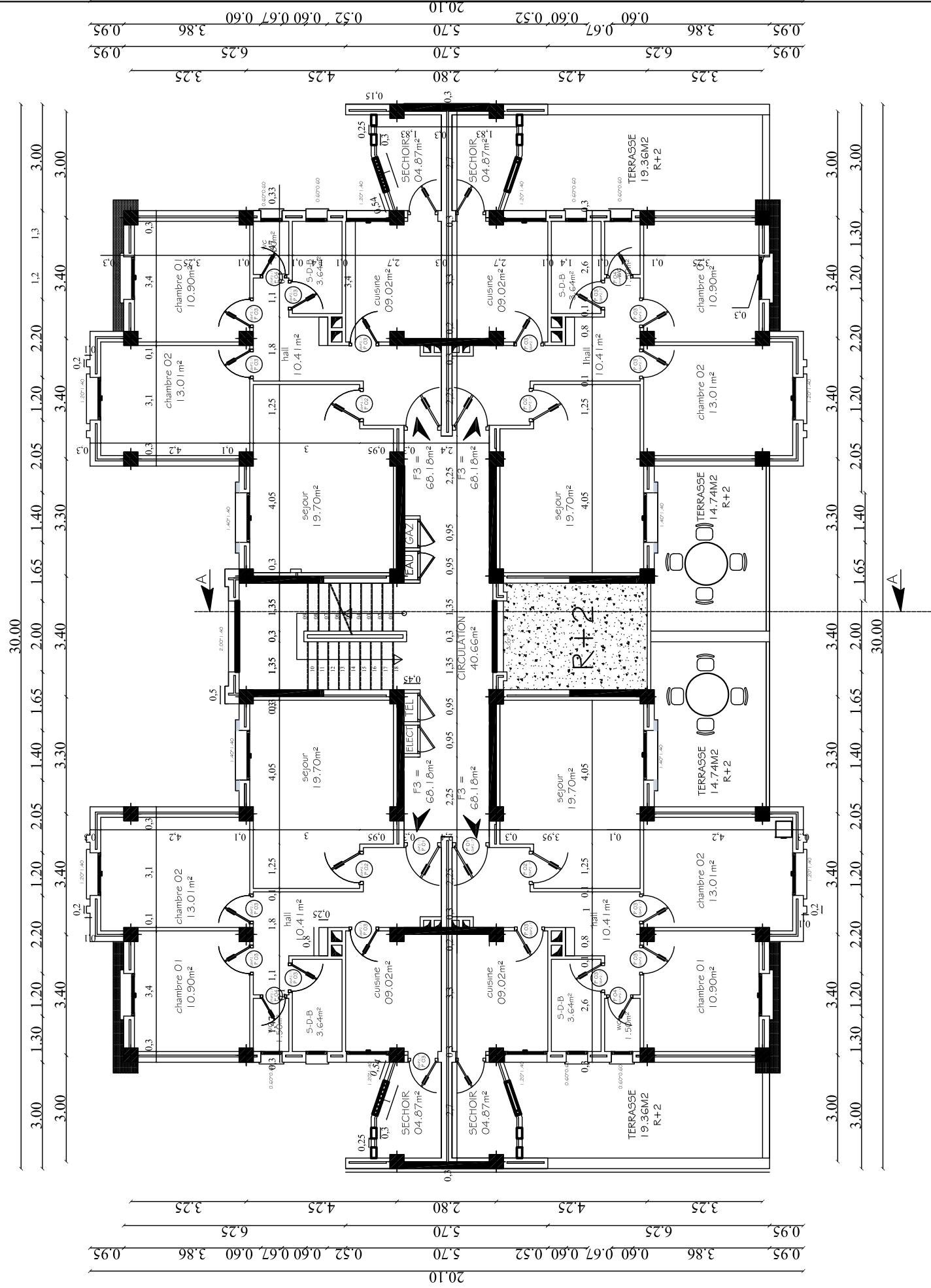


PLAN ETAGE 01

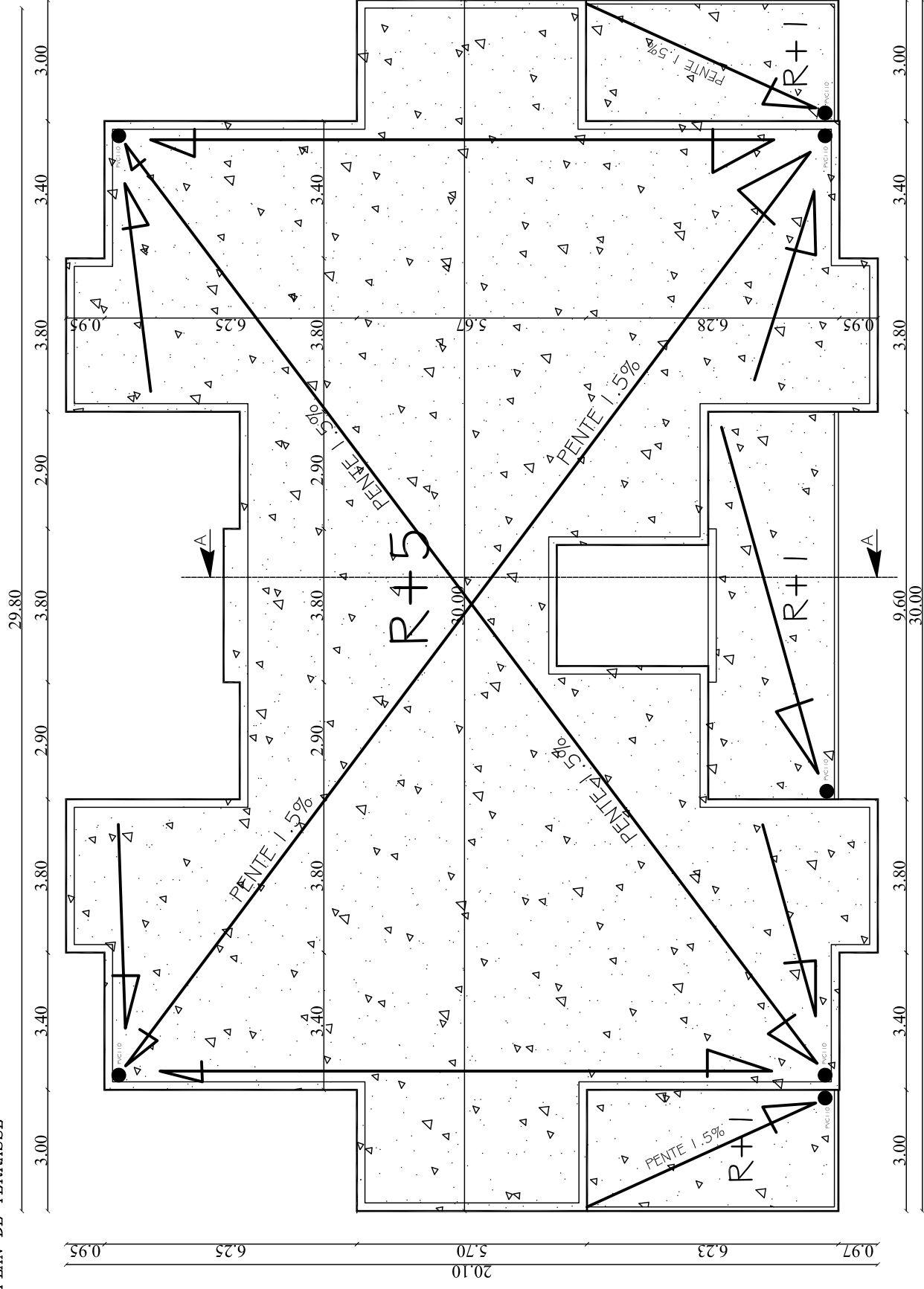


ACCES SERVICE	ACCES COMMERCE	ACCES COMMERCE	ACCES COMMERCE	ACCES SERVICE
3.00	3.40	3.40	3.30	3.00
0.40	2.60	0.50	2.80	0.50
		0.60	0.60	2.60
			2.80	3.40
			0.55	0.40
			3.40	
			3.90	
			30.00	





PLAN DE TERRASSE



INTRODUCTION GENERALE

Le génie représente l'ensemble des techniques concernant la construction civile, il fait intervenir de nombreux acteurs depuis les étapes de conception et de planification jusqu'à l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage, on observe deux grandes distinctions : le bâtiment et les travaux public, ils ne sont pas antonymes, mais les besoins de l'économie ont fait que ces spécialités se sont affaïtées au fil du temps.

Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble de travail d'une ingénieure de génie civile repose sur l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

À cet effet, dans ce projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial , en plus des calculs faisant l'objet des trois premiers chapitres, la recherche d'un comportement dynamique par différentes dispositions des voiles, sera exposée aux chapitres quatre ainsi que les vérifications au chapitre cinq.

Après avoir adopté le bon modèle et en possédant les sollicitations, le ferraillement des éléments et le calcul de l'infrastructure feront l'objet des chapitres six et sept respectivement.

Par conséquent notre travail est constitué des sept chapitres suivants :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pré dimensionnement des éléments structuraux
- Le troisième chapitre, calcul des éléments
- Le quatrième chapitre, modélisation de la structure
- Le cinquième chapitre, vérification RPA
- Le sixième chapitre, ferraillement des éléments
- Le septième chapitre, l'étude de fondation

En général, le génie civil est une expression désignant la construction.

I) Présentation de l'ouvrage:

Le bâtiment d'étude en question rentre dans le cadre du projet à la wilaya Tizi Ouzou , cette dernière classée en zone moyenne sismicité zone II a (RPA 99/2003). Notre travail se résume sur une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial.

II) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans de l'architecture du projet qui sont :

Longueur totale : 30m

Largeur totale : 20.10m

Hauteur totale : 19,98m

Hauteur de RDC : 4,08m

Hauteur d'étage : 3,06m

III) Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature du bâtiment :

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent la stabilité, on distingue la superstructure et l'infrastructure.

Cette ossature se compose de :

- **Poteaux et poutres** : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : sont des éléments rigides en béton armé disposés dans les deux sens. Ils assurent la stabilité sous les actions horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

b) Les fondations :

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment.

Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux). Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances, de tassement, des caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

c) Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux successifs. Les planchers assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : ce plancher est supposé infiniment rigide dans le plan

Horizontal, supporte et transmette aux éléments porteurs les charges permanentes et les surcharges.

Fonction d'isolation : il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Planchers à corps creux** : ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.
- Ce type est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilités de réalisation ;
 - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
 - Diminution du poids de la structure et par les conséquent la résultante de la force sismique ;
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

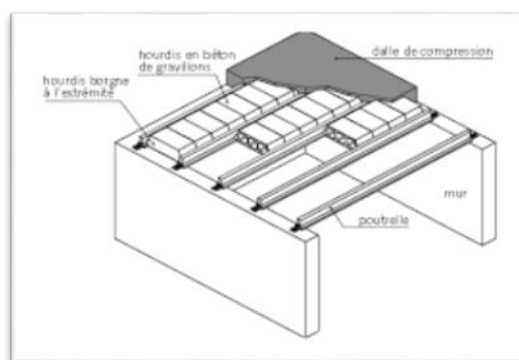


Figure 1: plancher en corps creux

- **Planchers à dalle pleine** : constitués en béton armé posés directement sur les poteaux. Dans notre projet les dalles pleines sont prévues pour les balcons et dans les paliers de repos des escaliers.

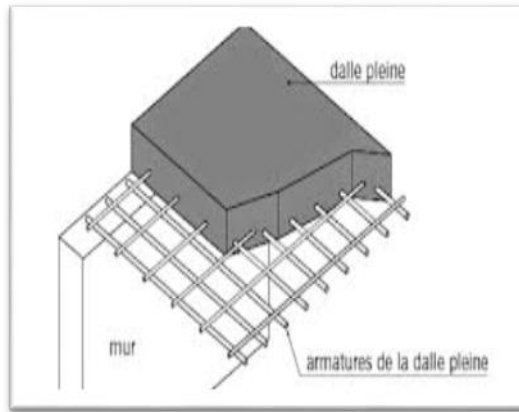


Figure 2 : plancher en dalle pleine

- d) **Les escaliers** : C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.
- Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Pour le RDC on a un escalier à deux volées non identiques et un palier de repos intermédiaire.
- Pour les étages courants on a un escalier de deux volées identique et un palier de repos intermédiaire.

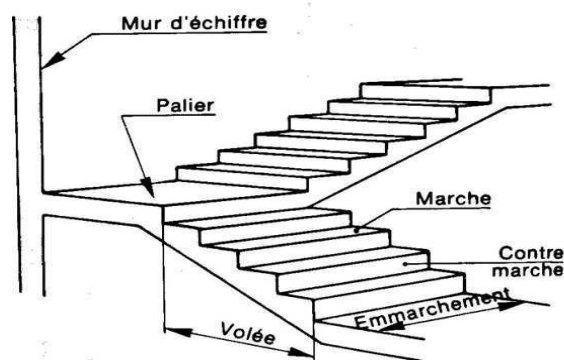


Figure 3 : schéma descriptif d'un escalier

e) Le remplissage :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

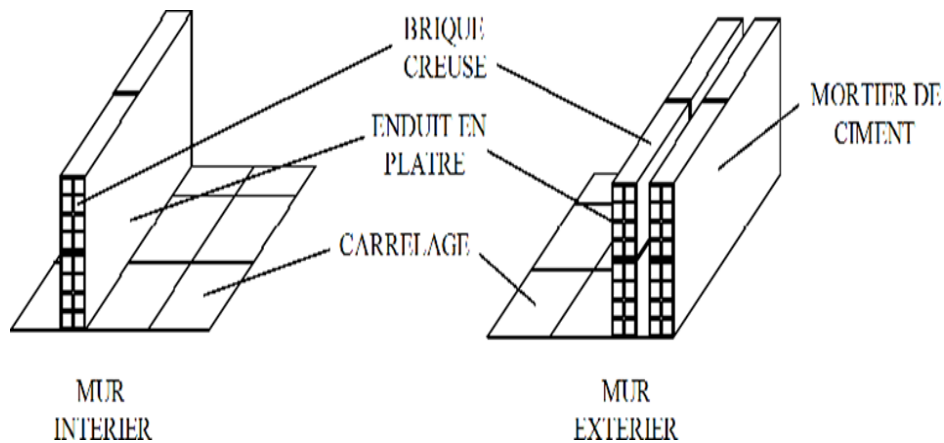


Figure 4: murs en maçonnerie

f) Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthes de recouvrement.

g) **Acrotère** : C'est un élément en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

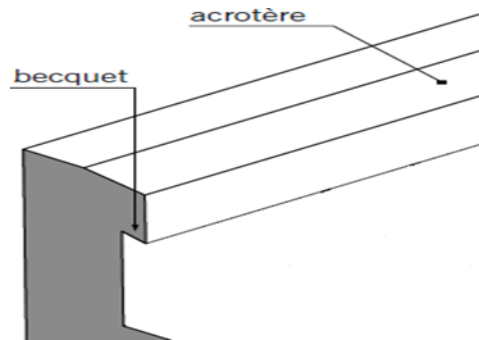


Figure 5 : l'acrotère

- h) **Le système de coffrage** : Nous avons opté pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poutres- poteaux) et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

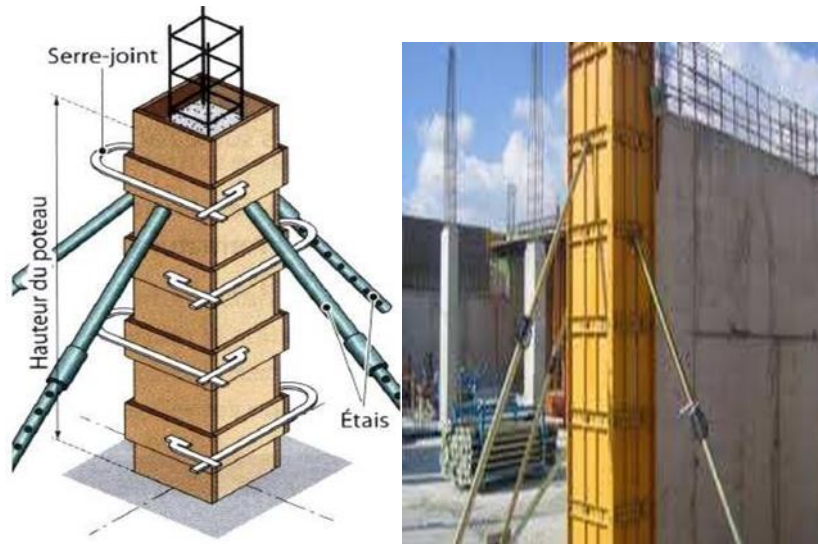


Figure 6 : coffrage métallique et en bois

- i) **Les voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

III) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

1.1) Résistance caractéristique du béton :

1.1.a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur $h = 32$ cm et de diamètre 16cm. (**A.2.1, 11/BAEL modifié 99**)

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite (f_{c28}).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40$ MPa. (**A.2.1, 11/BAEL modifié 99**)
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40$ MPa

Pour $j > 28$ jours f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

1.1.b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL 91 modifié 99})$$

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2 .

1.1.c) Module de déformation longitudinal du béton :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art.2.1,21/ BAEL91 modifié99})$$

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

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

- **Module de déformation transversale du béton (G):**

Il est donné par la formule suivante :

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

E : Module de Young.

ϑ : Coefficient de Poisson.

Et $\vartheta = 0$ pour le calcul des sollicitations,

$\vartheta = 0,2$ pour le calcul des déformations.

- **Contraintes limites du béton :**

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

- **Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par La formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\vartheta \times \gamma_b} \text{ en MPa } \quad (\text{Art A.4 .3, 41/ BAEL 91 modifié99})$$

γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.5$ → pour situation courante
- $\gamma_b = 1.15$ → pour situation accidentelle

θ : Coefficient de durée d'application de l'action considérée.

- $\theta = 1$ → si la durée d'application est $t > 24$ h.
- $\theta = 0,9$ → si la durée d'application est entre $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$.
- $\theta = 0.85$ → si la durée d'application est $t \leq 24 \text{ h}$.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.58$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

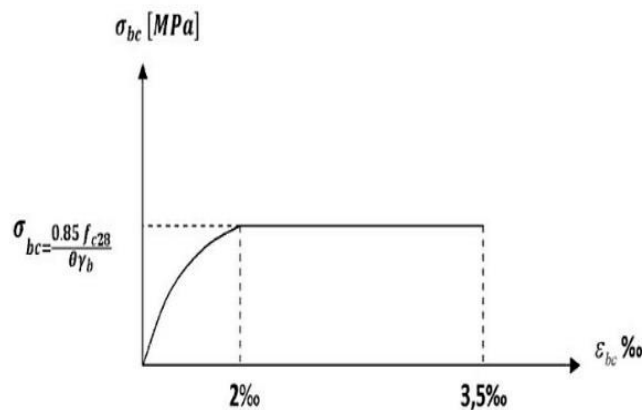


Figure 7 : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

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

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

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{cj} \quad (\text{Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié 99})$$

Pour $j = 28$ jours : $\sigma_{bc} = 15$ MPa

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte illustrée par la figure suivante :

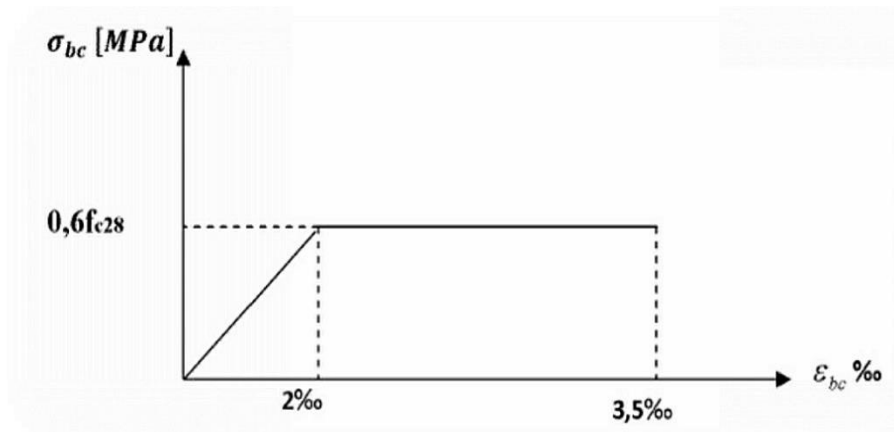


Figure 8 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad (\text{Art A.5.1, 1/ BAEL 91 modifié99})$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

b : La largeur de la section cisailée.

d : La hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.
- Cas de fissurations nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson ν c'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99})$$

$\nu = 0$ pour des sollicitations à ELU,

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS.

2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

➤ Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.($\varnothing < 6$) avec $F_e = 520 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité longitudinale d'acier :**

Sa valeur est constante, quel que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1,1/BAEL91 modifié 99})$$

- **Diagramme contrainte déformation :**

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

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

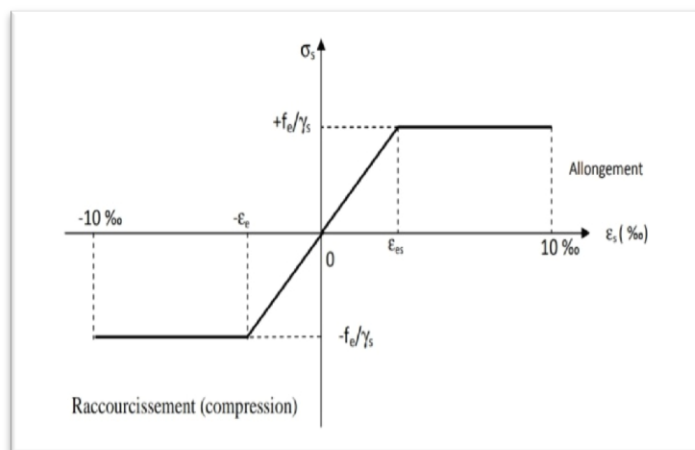


Figure 9 : Diagramme contrainte déformation de l'acier a l'ELU

- **Contraintes limites :**

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ situation courante **(Art A.4.3, 2 /BAEL91 modifié 99)**
- $\gamma_s = 1 \rightarrow$ situation accidentelle

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} \quad \text{(Art A.4.5.32/BAEL91 modifié 99)}$$

- **Fissurations préjudiciables :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \text{(Art A.4.5, 33/BAEL91 modifié 99)}$$

- **Fissurations très préjudiciables :** La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer) ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \text{(Art. A.4.5, 34 /BAEL91 modifié 99)}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (R.L)

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\geq 6\text{mm}$

$\eta=1.3$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $< 6\text{mm}$

- **Protection des armatures : (Art. A.7.2, 4 /BAEL91 modifié99)**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2 \text{ cm}$.

Introduction :

Le pré dimensionnement est considéré comme un avant-projet, pour déterminer des sections nécessaires des éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement des éléments de ce bâtiment se fait en respectant les réglementations :

1- Le BAEL 91 modifié 99.

2- Le RPA99 [version 2003].

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1. Les planchers :

- **Plancher à corps creux :**

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armée placées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

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

$$ht = \frac{L_{max}}{22,5}$$

ht : Hauteur totale du plancher

L_{max} : portée libre maximale

Dans notre cas : $L_{max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$ht = 315 / 22,5 = 14 \text{ cm}$

Ainsi, on adoptera : **ht = 20 cm** ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants

Hauteur du *corps creux* : 16cm

Hauteur de la *dalle de compression* : 4cm

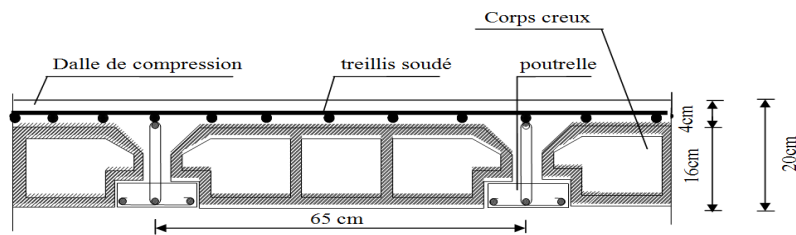


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.

- **Plancher en dalle pleine :**

Ce sont des plaques minces coulées sur un coffrage plat (figure II-2), dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

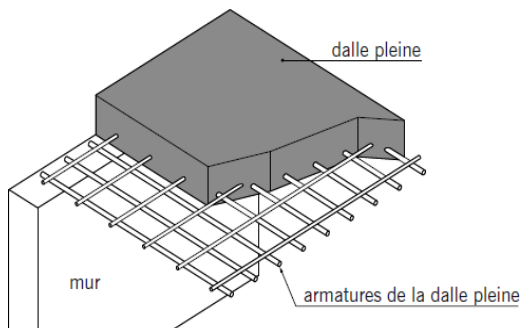


Figure II-2 : Coupe d'un plancher en dalle pleine

II.1.2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, coulés sur place son rôle est la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telle que :

$$b : \text{largeur comprise entre } 0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

$$ht : \text{hauteur compris entre } L/15 \leq ht \leq L/10$$

On distingue les poutres principales et les poutres secondaires :

- Les poutres principales :**

La hauteur : $L_{\max} / 15 \leq ht \leq L_{\max} / 10$

Avec : $L_{\max}$ portée libre entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$400/15 \leq ht \leq 400/10 \rightarrow 26,67 \leq ht \leq 40 \text{ cm} \quad \text{On prend } ht = 35 \text{ cm}$$

La largeur : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$

- Les poutres secondaires :**

La hauteur : $L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$$315/15 \leq ht \leq 315/10 \rightarrow 21 \leq ht \leq 31,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } ht = 30 \text{ cm}$$

La largeur : $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$

- Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1.4	1.2	Vérifiée

Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA

Les conditions sont vérifiées, alors les sections **(b x h)** adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales **(25 × 35) cm²**.

Poutres secondaires **(25×30) cm²**.

I-1-4) Poutres palières :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux

La hauteur :

Leur hauteur est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

ht = hauteur de la poutre palière.

$$L_{max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq ht \leq \frac{400}{10}$$

$$26,67 \text{ cm} \leq ht \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour : **ht=35cm**

La largeur :

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

$$\text{Largeur de la poutre palière. } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour : **b=25cm**

□ Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

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

$$ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \text{ cm} < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.1.3) Les voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 de RPA99). L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

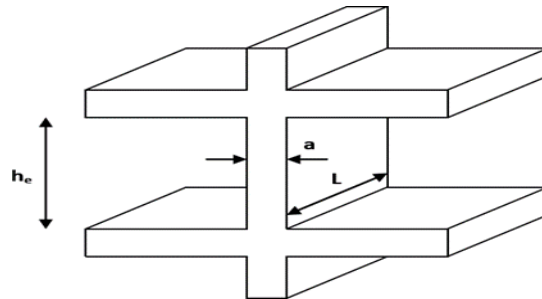


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

Avec : a : épaisseur de tous les voiles. L : portée min du voile. h_e : hauteur d'étage.

Trois cas peuvent se présenter :

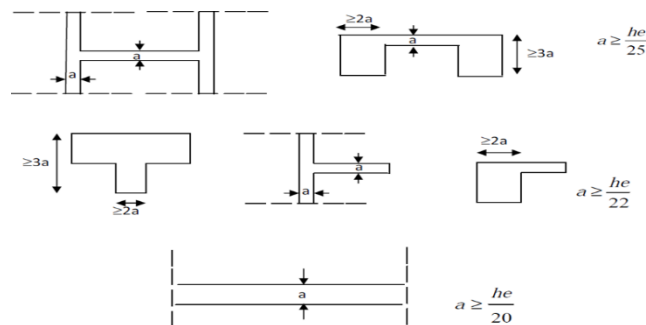


Figure II-4 : Coupe de voile en plan

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad a \geq 388/20 = 19.4 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $a=20 \text{ cm}$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$



Condition vérifiée.

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les autres étages :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

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

on opte pour une épaisseur $a=20\text{cm}$

$$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.I.4) Détermination des charges et surcharges :

Le règlement algérien (DTR B.C.2.2) préconise l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étage, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux.

Pour faire la descente de charges, on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

- **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

- Charges permanentes du Plancher terrasse en corps creux :**

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique(kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pont 1%	0.07	22.00	1.54
5	Isolation thermique(liège)	0.04	4.00	0.16
6	Feuille de polyane	0.01	6.00	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher à corpscreux	0.16+0.04	14	2.8
9	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
			total	5.69

Tableau II.2 : charge permanent du plancher terrasse en corps creux

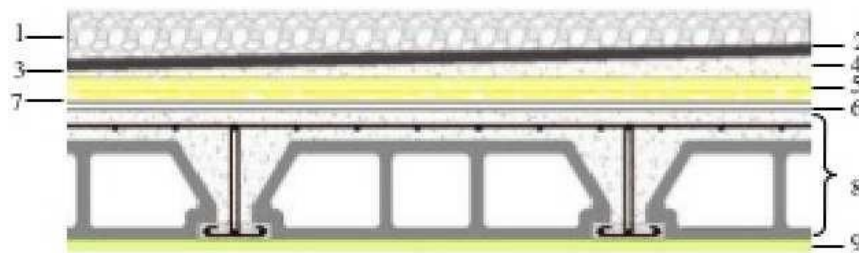


Figure II-5 : plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes des balcons de la terrasse en dalle pleine :**

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pont 1%	0.07	22.00	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4.00	0.16
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
			total	7.77

Tableau II.3 : charge permanent des balcons de la terrasse en dalle pleine

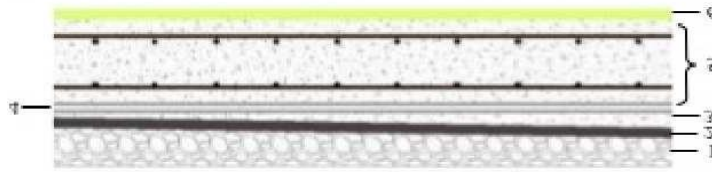


Figure II-6 : plancher terrasse accessible.

- Charges permanentes du Plancher courant en dalle corps creux :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
2	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Lit de sable	0.03	20	0.48
5	Plancher corps creux	0.16+0.04	14	2.8
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
total				5.04

Tableau II.4 : charges permanentes en plancher courant en corps creux

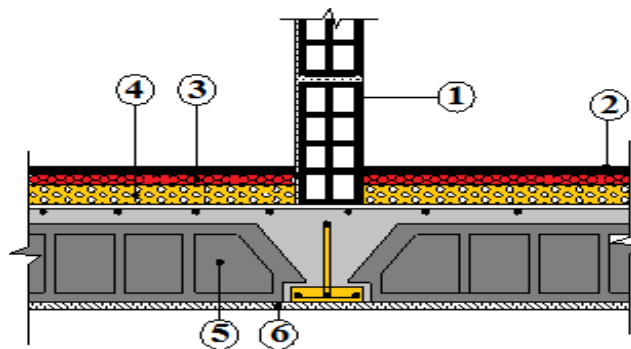


Figure II-7 : Coupe du plancher courant en corps creux.

- Charges permanentes des balcons des étages courants dalle pleine :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
2	Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Lit de sable	0.02	20	0.4
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
total				7.16

Tableau II.5 : charge permanent des balcons des étages courant en dalle plein

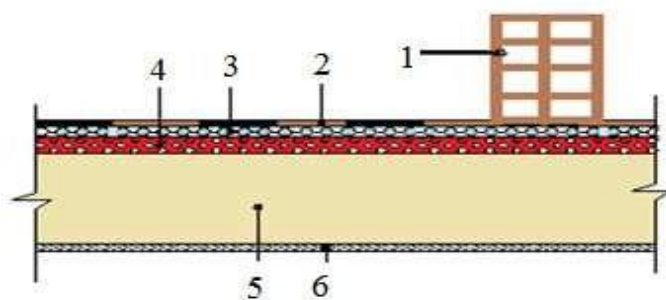


Figure II-8 : Coupe transversale du plancher courant dalle pleine.

- Charges permanentes du mur extérieur double paroi :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	5	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
Total				2.55

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur double paroi

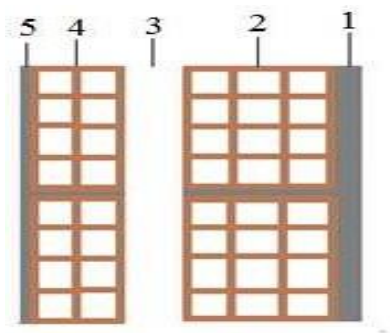


Figure II-9 : Coupe transversale du mur double cloison.

- Charges permanentes du mur intérieur à une seule paroi :

N°	Composants	Epaisseur M	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit en mortier de ciment	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	5	0.1
total				1.2

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur d'une seule paroi

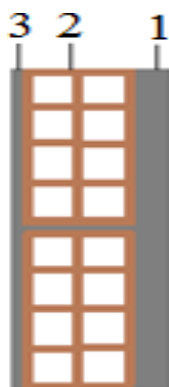


Figure II-10 : Coupe transversale du mur d'une seule cloison

- **Charges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (Document Technique Règlementaire) (Tableau II-7) comme suit :

Eléments	surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
L'acrotère	1.00

Tableau II-8 : les charges d'exploitations

- ❖ **Descente de charge :**

Surface d'influence : C'est la Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

En 1^{er} temps nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIA

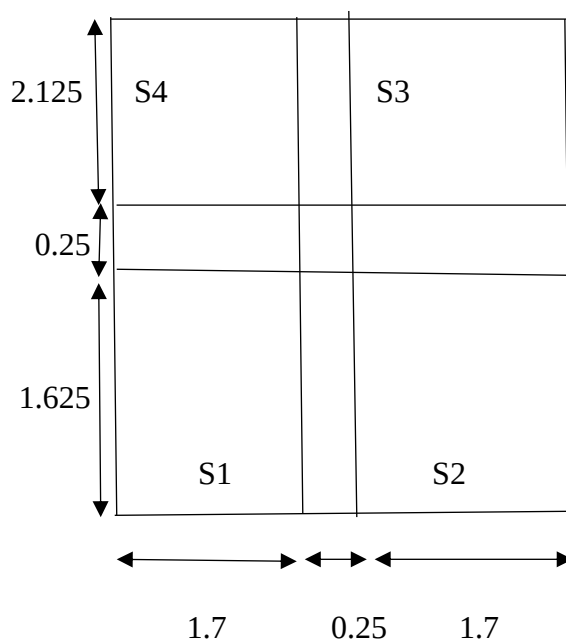


Figure II-11 : Surface d'influence sur le poteau.

- **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**

Section nette:

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = 1.625 \times 1.7 = 2.762 \text{ m}^2,$$

$$S_2 = 1.625 \times 1.7 = 2.762 \text{ m}^2,$$

$$S_3 = 2.125 \times 1.7 = 3.612 \text{ m}^2, \quad S_4 = 2.125 \times 1.7 = 3.612 \text{ m}^2.$$

$$S = 2.762 + 2.762 + 3.612 + 3.612 = 12.748 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_{\text{total}} = 12.75 \text{ m}^2.$$

Section brute :

$$S_{\text{brute}} = B.L = 3.65 \times 4 = 14.6 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des éléments :**

Plancher	Surface d'influence S (m ²)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanente du plancher P (KN)
Terrasse	12.75	5.69	72.547
Etage courant	12.75	5.04	64.26

Tableau II-9 : Charges permanentes des planchers

- **Poids propre des poutres :**

Les charges permanente de :

$$\text{Poutre principale : } G_{pp} = 25 \times (0.25 \times 0.35) \times (3.75) = 8.203 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{ps} = 25 \times (0.25 \times 0.3) \times (3.4) = 6.375 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge permanent totale des poutres } P = G_{pp} + G_{ps} = 14.578 \text{ KN}.$$

- **Poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteau RDC: } \rho_x S \times h_{\text{RDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau étage courant : } \rho_x S \times h_{\text{EC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.781 \text{ kN}$$

- **Calcul des Surcharges d'exploitations :**

Plancher terrasse $Q_0 = 1 \times 14,6 = 14,6 \text{ KN}$

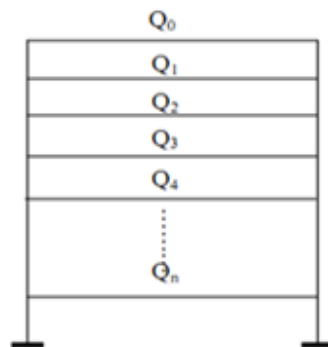
Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1,5 \times 14,6 = 21,9 \text{ KN}$

Plancher de RDC : $Q_5 = 2,5 \times 14,6 = 36,5 \text{ KN}$

- **La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages :**

Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut. On descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.



- **Les surcharges cumulées :**

D'après le D.T.R cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Donc cette loi est applicable dans notre cas (usage d'habitation et commercial).

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.

Niveau 5 : $Q_0 = 14,6 \text{ KN}$

Niveau 4 : $Q_0 + Q_1 = 14,6 + 21,9 = 36,5 \text{ KN}$

$$\text{Niveau 3} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 14.6 + 0.95(21.9 \times 2) = 56.21 \text{ kN}$$

$$\text{Niveau 2} : Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.6 + 0.90(21.9 \times 3) = 73.73 \text{ kN}$$

$$\text{Niveau 1} = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.6 + 0.85(21.9 \times 4) = 89.06 \text{ kN}$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.6 + 0.80(21.9 \times 5) = 102.2 \text{ kN}$$

N	1	2	3	4	5	6
Niveau	5	4	3	2	1	R.D.C
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8

Tableau II-10 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		$N = G_c + O_c$	Section	
	Poids de plancher (kN)	Poids poutre (kN)	Poids poteaux (kN)	Gtotal e(kN)	Gcumulé e(kN)	Qtotale (kN)	Qcumulée (kN)		N/σ_{bc} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
5	72.547	14.578	0	87.125	87.125	14.6	14.6	101.725	67.817	35x35
4	64.26	14.578	4.781	83.619	170.744	21.9	36.5	207.244	138.163	35x35
3	64.26	14.578	4.781	83.619	254.363	21.9	56,21	310,573	208.242	40x40
2	64.26	14.578	4.781	83.619	337.982	21.9	73,73	411,712	278.588	40x40
1	64.26	14.578	4.781	83.619	421.601	21.9	89,06	501,661	348.934	45x45
RDC	64.26	14.578	6.375	85.213	506.814	36.5	102,2	609,014	430.076	45x45

Tableau II-11 : Descentes des charges pour les poteaux

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA99version 2003/art7.4.1) :**

Les poteaux doivent coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section des poteaux en zone II a doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{en zone II a}$

b) $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Etage courant (4et5)

$\text{Min}(b,h)=35\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\text{Min}(b,h)=35\text{cm} > \frac{306}{20}=15.30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{Donc} \quad \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Etage courant (2et3)

$\text{Min}(b,h)=40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\text{Min}(b,h)=40\text{cm} > \frac{306}{20}=15.30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{Donc} \quad \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

RDC et étage (1)

$\text{Min}(b,h)=45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\text{Min}(b,h)=45\text{cm} > \frac{408}{20}=20.4\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{Donc} \quad \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se

produit un ~~phénomène~~ d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

Chapitre II

pré- dimensionnement des éléments

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : $\frac{bh^3}{12}$

Poteau de RDC (45×45) cm^2 , $L_0 = 4.08 - 0.35 = 3.73\text{m}$.

Poteau d'étage courant (40×40) cm^2 , $L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$

Poteau d'étage courant (35×35) cm^2 , $L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$

Section des poteaux (cm^2)	$I(10^5)(\text{cm}^4)$	$i = \sqrt{\frac{I}{s}}$	L_0 (m)	$L_{f(m)}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}(\text{cm})$	Vérification
Etage (4et5)(35×35)	1.25	10.101	2.71	1.897	18.780	Vérifie
Etage (2et3)(40×40)	2.13	11.538	2.71	1.897	16.441	Vérifie
RDC et ET1(45×45)	3.42	12.996	3.73	2.611	20.091	Vérifie

Tableau II.12 : les vérifications au flambement

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

INTRODUCTION :

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

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

III.1. L'acrotère :

III.1.1.INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (poussée latérale)

$Q=1[\text{KN/ml}]$ non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement (Figure III-2).

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure (III-1) ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante

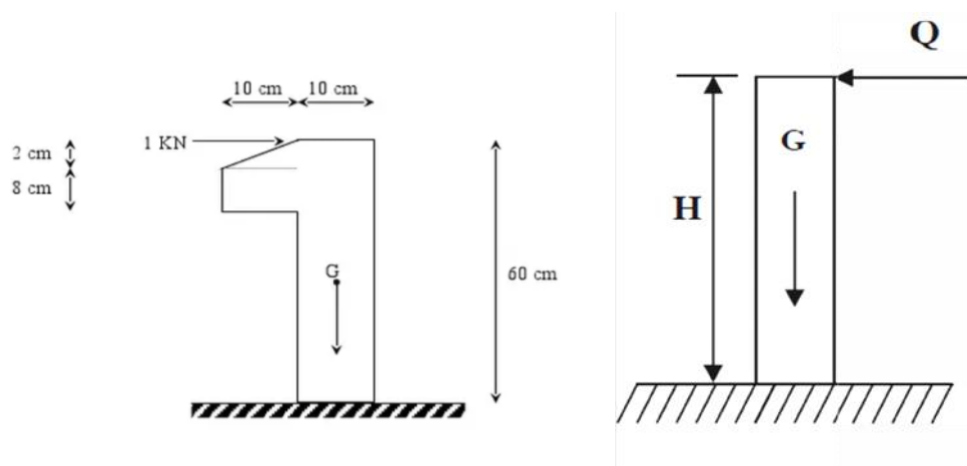


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Détermination des sollicitations :

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

L'épaisseur : $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage : $c=c'=2\text{cm}$

La surface longitudinale : $s = [(0,1 \times 0,6 + 0,1 \times 0,1 - (0,1 \times 0,02/2)]$

$S=0,069\text{cm}^2$.

III.1.3 Calcul des efforts de l'acrotère :

Poids propre: $G = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,069 = 1,725\text{KN/ml}$

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

Effort normal du au poids propre: $N=G \times 1 = 1,725\text{KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1\text{KN}$

Moment de renversement M du à l'effort de renversement : $MQ = Q \times h \times 1 = 0,60\text{KN.m}$

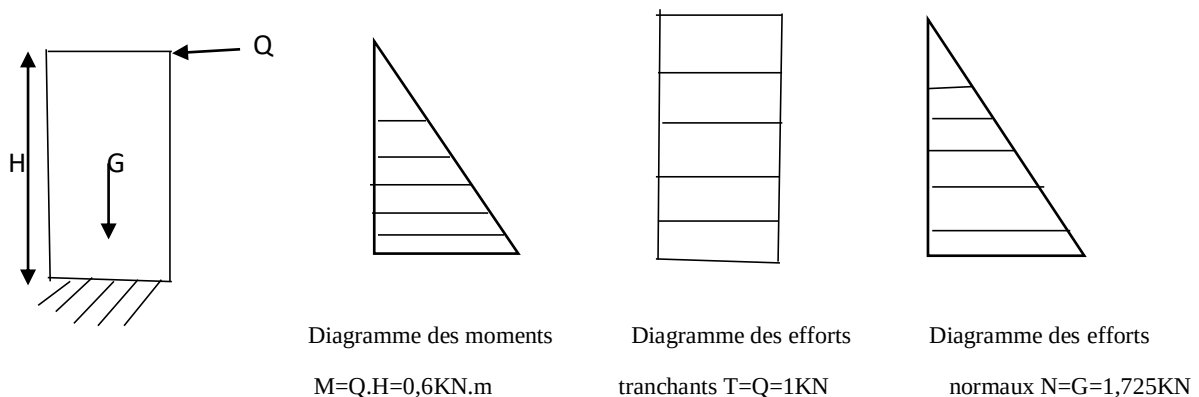


Figure III.1.2 : schéma statique efforts de l'acrotère

III.1.4 Combinaison de charges :**III.1.4.1 ETAT LIMITE ULTIME :**

La combinaison est $(1,35G+1,5Q)$

L'effort normal du la compression du à G : $NU=1,35G=1,35 \times 1,725 = 2,329\text{KN/ml}$

Effort tranchant $T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$

Moment de renversement du à Q : $M_u = 1,5MQ = 1,5 \times 0,60 = 0,9\text{KN.m}$

III.1.4.2 ETAT LIMITE SERVICE :

La combinaison est (G+Q)

Effort de la compression du à G : $N_s = G = 1.725 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement du à Q : $M_s = MQ = 0.60 \text{ KN.m}$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur ($h=10\text{cm}$) et la largeur ($b=100\text{cm}$) soumise à la flexion composée.

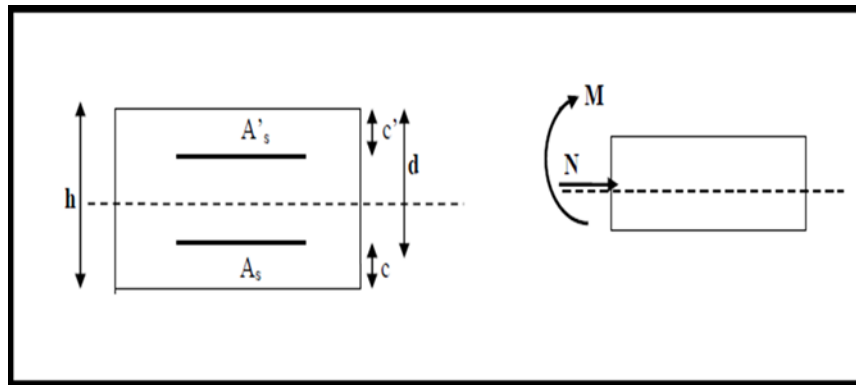


Figure III.1.3.: Schéma statique de la section de l'acrotère.

M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armateurs tendus.

e : excentricité

III.1.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :

III.1.5.1.1 Calcul l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.329} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u = 38.6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Avec : a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendus.

- ✓ D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal N est un effort de compression, donc la section est

partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous

L'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

III.1.5.1.2 Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.329 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.969 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.011 \quad < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.995$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_s = 0$).

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.969 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times \frac{400}{1.15}} = 34.98 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.1.5.1.3 Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.329}{34.8} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

III.1.5.2 Vérification à l'ELU :

III.1.5.2.1 Condition de non fragilité du béton (de la section minimal)

(Art.A42.1/BAEL91)

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

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.725} = 0.347 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right) = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{\min} = 0.903 \text{ cm}^2 \geq A_R = 0.323 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On remarque que $A < A_{\min}$ alors les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0.903 [\text{cm}^2/\text{ml}] \text{ soit : } A_u = 5\text{HA}8 = 2.512 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } St = 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 20 \text{ cm.}$$

III.1.5.2.2 Vérification au cisaillement (Art A5.1 ; 1.BAEL91) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u =$

$$\frac{V_u}{b d} \leq \tau_u$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

b : la largeur de la bande considérée = 100 cm

d = hauteur utile de la section ($d = h - c$)

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ avec } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_u$: la condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.5.2.3 Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1,3. BAEL

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = (1.5 \times 2.1) = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } (\psi_s = 1.5 \text{ hautes adhérences}).$$

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

$\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

III.1.5.2.4 Espacement des barres :

Armatures principales : $St < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$ avec $h = 10\text{cm}$

$St = 25\text{cm} < 30\text{cm}$ **Vérifiée**

Armatures de répartition : $St < \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$St = 15\text{cm} < 40\text{cm}$ **Vérifiée**

III.1.5.2.5 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 23 .BAEL91) :

Longueur de scellement L_s est donnée par : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40\text{cm}$

On prend : $L_s = 30\text{cm}$

III.1.5.2.6 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

a) Vérification de la contrainte de compression dans l'acier (Art A .4.5.23) :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Min} \left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec : $\eta = 1.6$ coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266.67 ; 201.63]$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}} = \frac{0.6 \times 1000}{0.912 \times 8 \times 2.51} = 32.763 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,763 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans l'acier (Art A .4.5.23) :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ Min } \left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f t 28} \right]$$

Avec : $\eta = 1.6$ coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2,1} \right] = \min [266,67 ; 201,63]$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow K_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}} = \frac{0,6 \times 1000}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,763 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,763 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} \times 32,763 = 0,783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,783 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS :

Armatures principales : 5HA8=2.51cm²/ml avec un espacement St =20cm

Armatures de répartitions : 4HA8=2.01cm²/ml avec un espacement St =15cm

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (IIa) et le groupe d'usage de bâtiment (2) $A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 donc $C_p = 0.8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1.712 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre les charges sismiques.

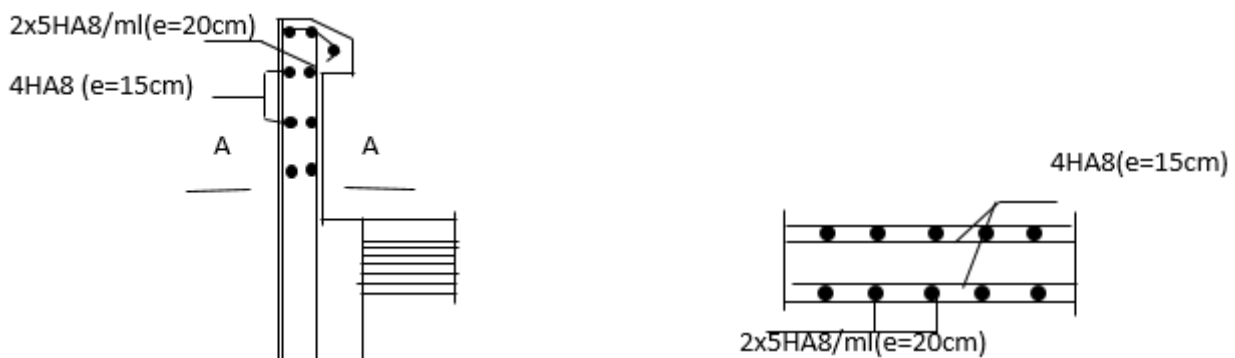


Figure.III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III.2) Les planchers :

III.2.1) INTRODUCTION :

Notre structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

- Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche espacée de 65cm.

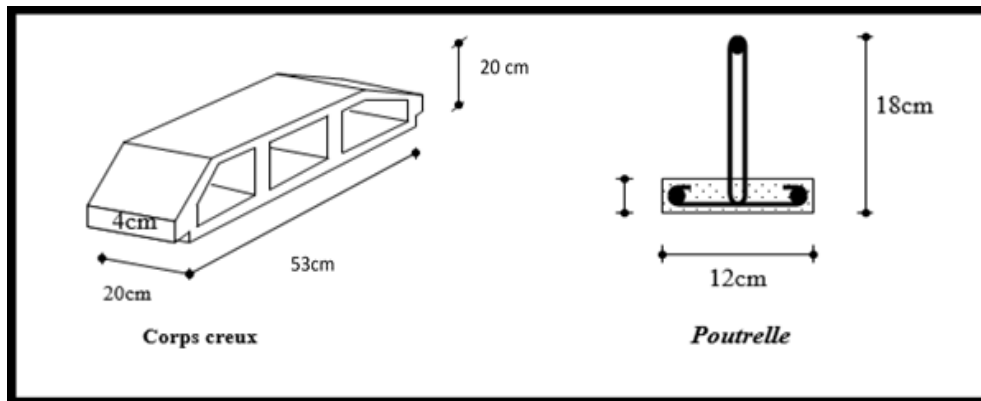


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

III.2.2 Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance TLE 520 et $\phi = 6mm$ Avec $f_e = 520MPa$ et une épaisseur courante de 4cm environ, les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par BAEL 91 modifié 99.

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de $\rho = 65$.

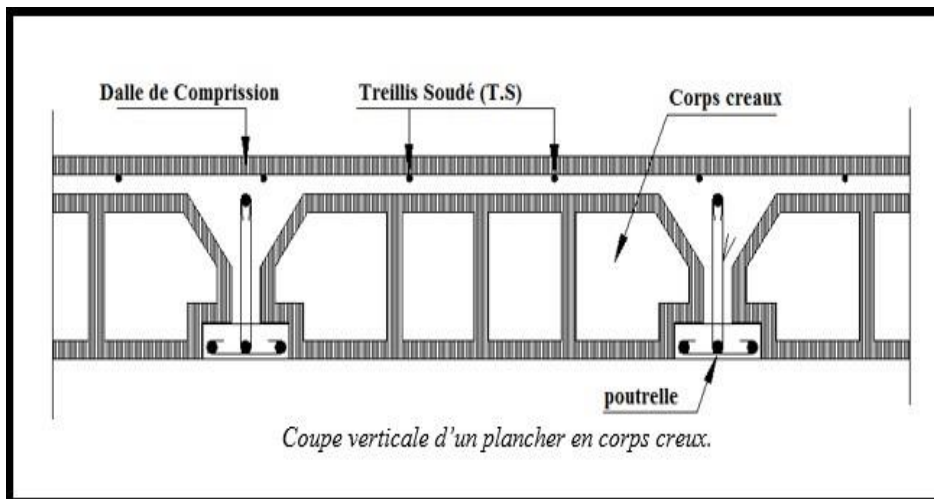


Figure III.2.2 : coupe verticale d'un plancher en corps creux

❖ **Calcul des armatures :****a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec $f_e = 520 \text{ MPa}$, limite d'élasticité. $L = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- ❖ On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$

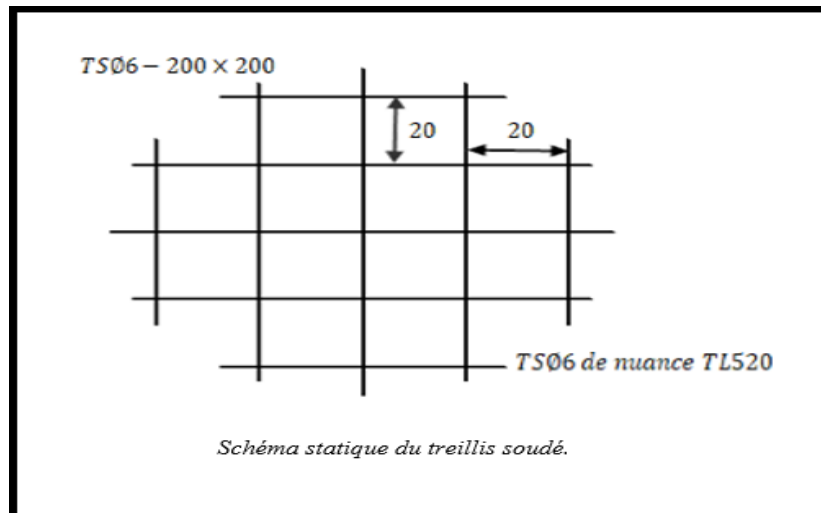


Figure III-2.3 : schéma statique du treillis soudé

III.2.3 Étude de la poutrelle :**III.2.3.1 Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'axe de deux poutrelles successives ($l' = 65 \text{ cm}$).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \frac{L_1}{2} \right)$$

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 5 \text{ m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher corps creux. $16 + 4 = 20 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 500}{3 \times 2} = 166,67 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ Condition vérifiée.}$$

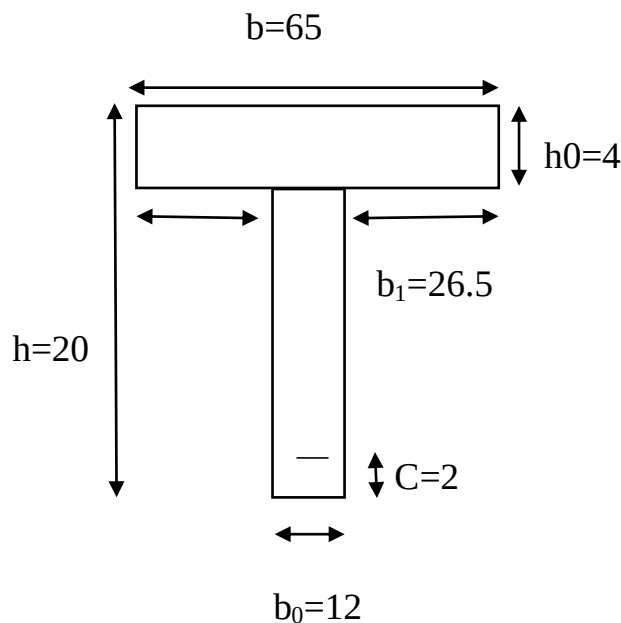


Figure : III-2.4: construction de la section en T.(cm)

III.2.3.2 Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles successives ($b=65 \text{ cm}$).

a) Avant le coulage :

La poutrelle à considérer est une poutre de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur deux extrémités (figure III.8). Elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et de la surcharge de l'ouvrier. Donc on aura à calculer une section rectangulaire.

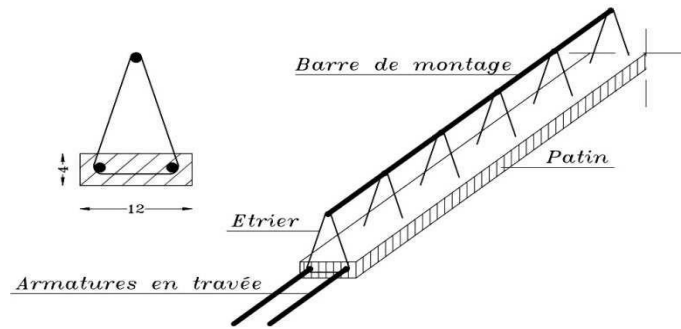


Figure III-2.5 : schéma descriptif de la poutrelle

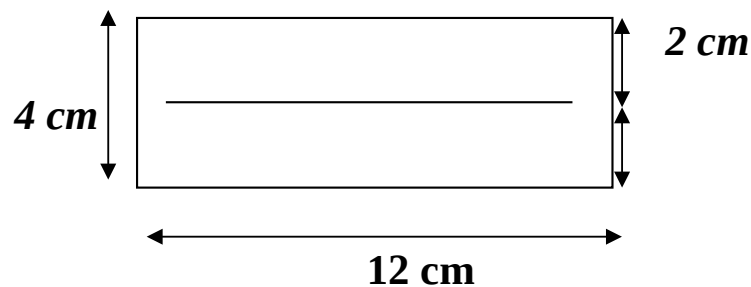


Figure III-2.6: dimensionnement de la section rectangulaire

b). Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

c).Chargement :**Charges permanentes et les charges d'exploitations :****1. Poids propre du plancher de :**

Étage courant $G=5,04 \times 0,65=3,276 \text{ KN/ml}$

Terrasse inaccessible..... $G=5,69 \times 0,65=3,698 \text{ KN/ml}$

2. Surcharge d'exploitation :

Étage RDC $Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ KN/ml}$

Étage courants à usage d'habitation $Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$

Terrasse inaccessible $Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$

d) Combinaison de charges :▪ **Plancher RDC à :**

-ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,276) + (1,5 \times 1,625) = 6,860 \text{ KN/ml}$

-ELS : $q_s = G + Q = 3,276 + 1,625 = 4,901 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher étage courants a usage d'habitation :**

-ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,276) + (1,5 \times 0,975) = 5,885 \text{ KN/ml}$

-ELS : $q_s = G + Q = 3,276 + 0,975 = 4,251 \text{ KN/ml}$.

❖ **Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre le RDC et les autre étages on effectuera le calcul pour le cas plus **défavorable**, pour notre structure c'est le Plancher de RDC.

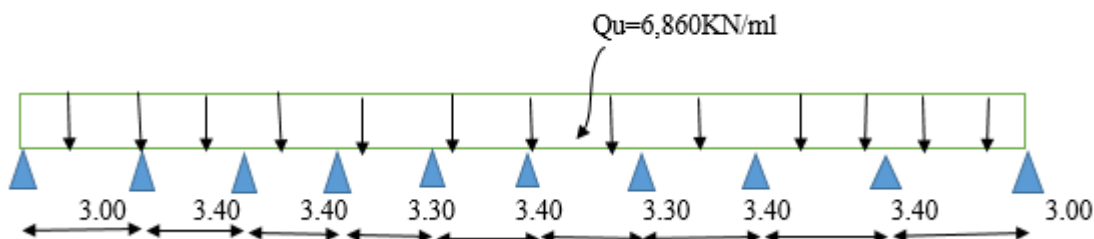


Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutre

Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

☞ Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

✓ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

(ArtB.6.210BAEL91modifiée 99)

- ♦ La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées.

Donc la surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

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

Avec $Q = 2,5 \text{ KN/ml} \leq \max (2 \times 3,276 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- ♦ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.....**condition vérifiée**

- ♦ Les portées successives sont un rapport compris entre 0,8 et 1,25. C.-à-d. : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3,00}{3,40} = 0,88 \\ \frac{3,40}{3,40} = 1 \\ \frac{3,40}{3,30} = 1,03 \\ \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \\ \frac{3,40}{3,00} = 1,13 \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

- ♦ La fissuration est considérés comme non préjudiciable..... **condition vérifiée.**

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

Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison , c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

III.2.4 Exposé de la méthode :

▪ Calcul du rapport de charge α :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

▪ Calcul des moments fléchissant :

Soit : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

l : longueur entre nus des appuis.

M_W : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

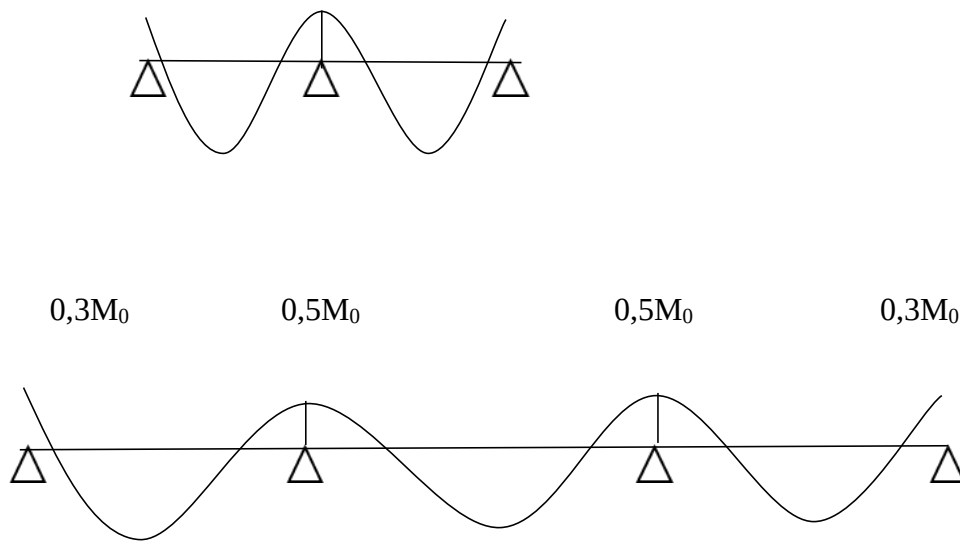
M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t = moment maximal en travée dans la travée considérée.

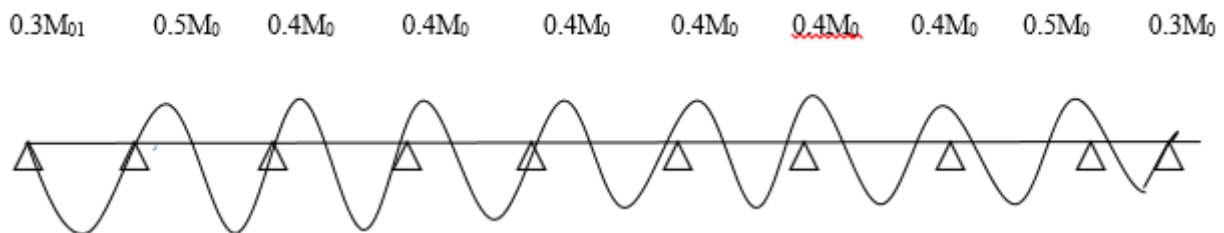
Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.
- La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
 - $0,6M_0$ pour une poutre de deux travées
 - $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
 - $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
 - $0,3M_0$ pour les appuis de rives

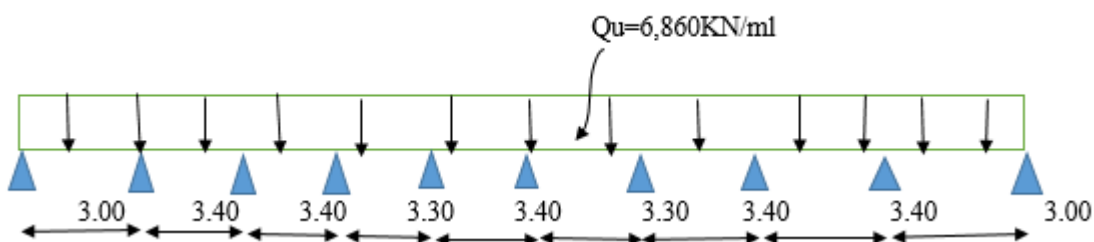
$$0,6M_0$$



Dans notre cas on a une poutre reposant sur dix (10) appuis, on aura le diagramme suivant :



L'application de la méthode forfaitaire :



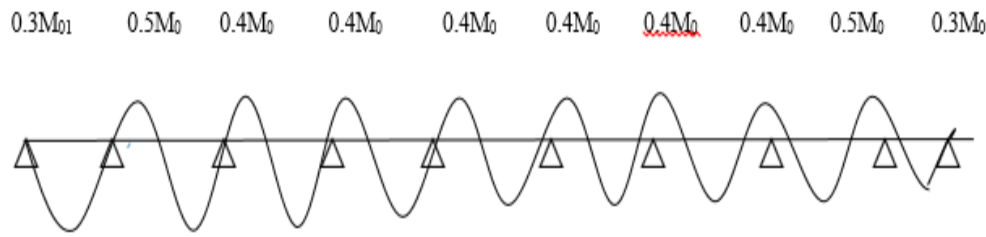


Figure III.2.8 : Diagramme des moments.

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,860 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{2,5}{2,5+5,04} = 0,331 \quad \text{donc} \quad 0 \leq \alpha = 0,331 \leq 0,667 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,099 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,649 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{09} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6,860 \times 3^2}{8} = 7,717 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{07} = M_{08} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6,860(3,40)^2}{8} = 9,913 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{06} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6,860(3,30)^2}{8} = 9,338 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = -0,3(7,717) = -2,315 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = -0,5(9,913) = -4,956 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max(M_{04}; M_{05}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,4 \max(M_{05}; M_{06}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -0,4 \max(M_{06}; M_{07}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -0,4 \max(M_{07}; M_{08}) = -0,4(9,913) = -3,965 \text{ KN.m}$$

$$M_I = -0,5 \max(M_{08}; M_{09}) = -0,5(9,913) = -4,956 \text{ KN.m}$$

$$M_J = -0,3 \max(M_{09}) = -0,3(7,717) = -2,315 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :• **Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=IJ)

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}) - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05 \times 7,717 ; (1,099 \times 7,717) - \frac{2,315+4,956}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (8,103 ; 8,480) - 3,635$$

$$M_t^{AB} \geq 4,845 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 7,717 = 5,008 \text{ KN.m}$$

On prend : **$M_t^{AB} = 5,008 \text{ KN.m}$**

• **Étude de la travée BC :** (travée d'intermédiaire BC=HI)

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{4,956+3,965}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (10,408 ; 10,894) - 4,460$$

$$M_t^{BC} \geq 6,434 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 9,913 = 5,442 \text{ KN.m}$$

On prend : **$M_t^{BC} = 6,434 \text{ KN.m}$**

• **Etude de la travée CD :** (travée d'intermédiaire CD=GH)

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{3,965+3,965}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (10,408 ; 10,894) - 3,965$$

$$M_t^{CD} \geq 6,929 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 9,913 = 5,214 \text{ KN.m}$$

On prend : **$M_t^{CD} = 5,442 \text{ KN.m}$**

• **Étude de la travée DE :** (travée d'intermédiaire DE=FG)

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05 \times 9,338 ; 1,099 \times 9,338) - \frac{3,965 + 3,965}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (9,805 ; 10,262) - 3,965$$

$$M_t^{DE} \geq 6,297 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549 \times 9,338 = 5,126 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 6,297 \text{ KN.m}$

• **Étude de la travée EF :** (travée d'intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05 M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05 \times 9,913 ; 1,099 \times 9,913) - \frac{3,965 + 3,965}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (10,408 ; 10,894) - 3,965$$

$$M_t^{EF} \geq 6,929 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 9,913 = 5,442 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 6,929 \text{ KN.m}$

• **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :**

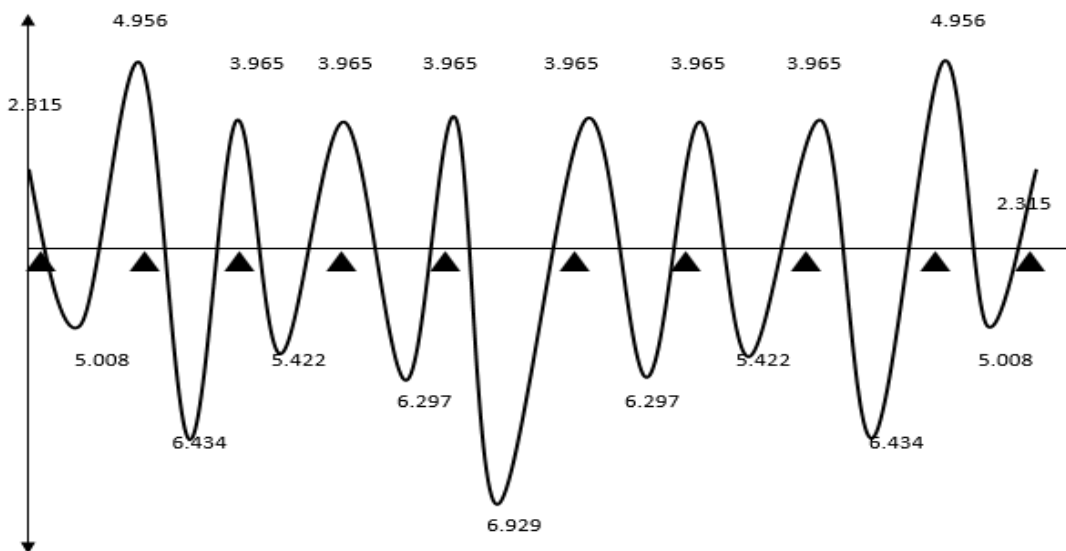


Figure III .2.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = v(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{q_u L_i}{2} \\ V_e = -\frac{q_u L_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

▪ **A l'ELU :**

Travée de rive AB:

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,860 \times \frac{3}{2} + \frac{4,956 - 2,315}{3} = 11,17 \text{ KN}$$

$$T_B = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,860 \times \frac{3}{2} + \frac{4,956 - 2,315}{3} = -9,41 \text{ KN}$$

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
L_i	3.00	3.40	3.40	3.30	3.40	3.30	3.40	3.40	3.00
M_{i+1}	4.956	3.965	3.965	3.965	3.965	3.965	3.965	4.956	2.315
M_i	2.315	4.956	3.965	3.965	3.965	3.965	3.965	3.965	4.956
$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$	0.880	-0.291	0	0	0	0	0	0.291	-0.880
$qu.L_i/2$	10.29	11.662	11.662	11.319	11.662	11.319	11.662	11.662	10.29
T_w	11.17	11.371	11.662	11.319	11.662	11.319	11.662	11.953	9.41
T_e	-9.41	-11.953	-11.662	-11.319	-11.662	-11.319	-11.662	-11.371	-11.17

Tableau III.2.1 : résultats à l'ELU

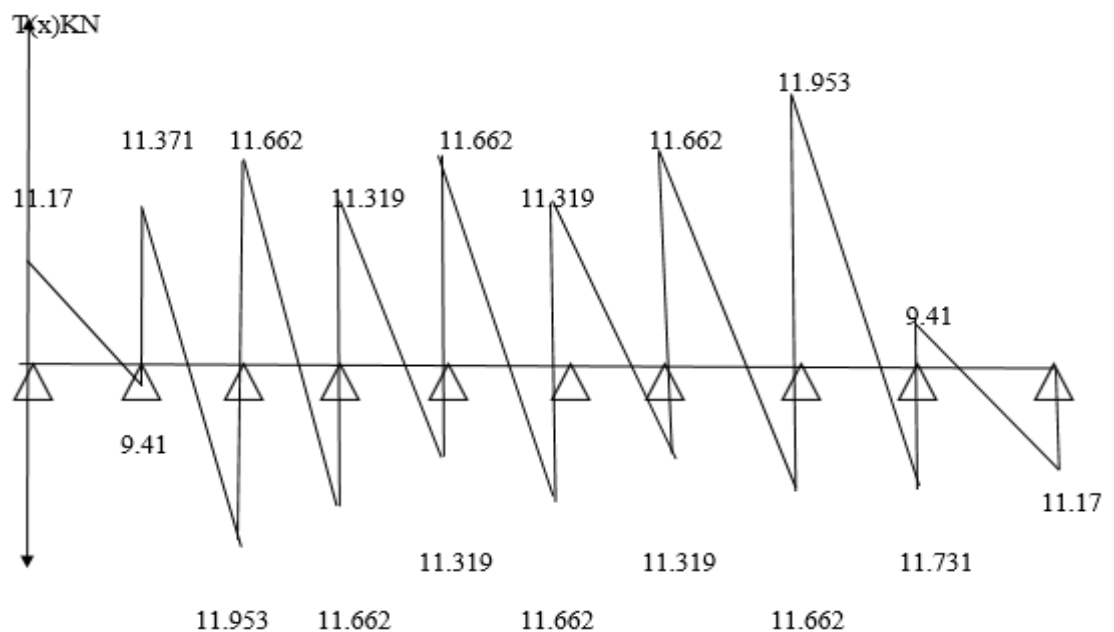


Figure III. 2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Remarque :

Après avoir faits les calculs des deux cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui de premier cas, on ignore le deuxième cas.

III.2.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

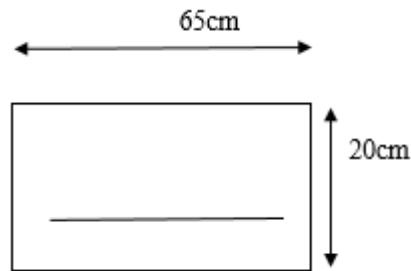
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 6,473 \text{ KN.m et } M_a^{\max} = 4,956 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; d=18\text{cm}$$



❖ En travée :

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6,473 \text{ KN.m} \ll M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

La section se calcule une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Sections d'armatures

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,473 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,04 \longrightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_{t \max}}{\beta x d x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,473 \times 10^5}{0,980 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,055 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3,39cm²**

❖ Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a \max}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,956}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu_l = 0,392 \quad \mu = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,953$$

$$A_s = \frac{M_a \max}{\beta x d x \gamma_s} = \frac{4,956 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,830 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{2HA12=2,26\text{cm}^2}$$

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} \mid \phi_l \mid \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} \mid 10 \mid \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,571 \mid 10 \mid 1,2 \}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend **$A_s=2HA8=1.00\text{cm}^2$**

Espacement des armatures transversales : Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{ 0,9d \mid 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm} \}$$

On prend : **$S_t=15\text{cm}$**

Conclusion :

En travée : **3HA12=3,39cm²**

Aux appuis : **2HA12=2,26cm²**

Les armatures transversales : **2HA8=1.00cm²**

III.2.6 Vérification à l'ELU :**III.2.6.1 Condition de non fragilité du béton et de la section minimales :(Art B4.2.1 BAEL91modifié99)****Calcul de la section minimale :****❖ Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23b_0dft_{28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261\text{cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 0,261\text{cm}^2 < A_{ad} = 2,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,412\text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 1,412\text{cm}^2 < A_{ad} = 3,39\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91modifié99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} < \bar{\tau}_u \text{ avec : } T_{max} = 11,953\text{KN}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min \left(0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

➤ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} = \frac{11,953 \times 1000}{120 \times 180} = 0,553 \quad \tau_u = 0,553\text{MPa}$$

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

☞ Pas de risque de cisaillement.

III.2.6.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des**Barres :(Art 6.1.3 BAEL91modifiée99)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$\psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

ΣU_i =somme des périmètres utiles des barres

- **Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,953 \times 10}{0,9 \times 18 \times 7,536} = 0,979 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,979 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **En travée:**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,953 \times 10}{0,9 \times 18 \times 11,304} = 0,653 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,653 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

III.2.6.4 L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99)

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma b} \quad \text{Avec : } a_0 = 0,9d \quad \text{il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{b_0 f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,36 d b_0 f_{c28}}{\gamma b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 18 \times 12 \times 25}{1,15} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 11,17 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **Appuis intermédiaire :**

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{b_0 f_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,36 d b_0 f_{c28}}{\gamma b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 18 \times 12 \times 25}{1,15} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 11,953 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

III.2.6.5 L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91 modifié99)

- **Appuis de rive :**

$$A \geq (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (11,17 - \frac{2,315 \times 100}{0,9 \times 18}) \frac{11,5}{400} = -0,089 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A = -0,089 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **Appuis intermédiaire :**

$$A \geq (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (11,17 - \frac{6,473 \times 100}{0,9 \times 18}) \frac{11,5}{400} = -0,827 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,827 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.6.7 Ancrage des armatures : (longueur de scellement)

(Art 6.1.22 BAEL 91 modifié 99)

Longueur de scellement doit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{on prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ Nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm.}$$

III.2.7 Vérification 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 interne à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\text{-ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,860 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 4,901 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,901}{6,860} = 0,71$$

▪ A l'ELS : $q_s = G + Q = 4,901 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{2,5}{2,5+5,04} = 0,331 \quad \text{donc } 0 \leq \alpha = 0,331 \leq 0,667 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs

suivantes :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,099 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,649 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{09} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{4,901 \times 3^2}{8} = 5,513 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{07} = M_{08} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{4,901(3,40)^2}{8} = 7,081 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{06} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{4,901(3,30)^2}{8} = 6,671 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = -0,3M_{01} = -0,3(5,513) = -1,653 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = -0,5(7,081) = -3,540 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,4 \max(M_{04}; M_{05}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,4 \max(M_{05}; M_{06}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -0,4 \max(M_{06}; M_{07}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -0,4 \max(M_{07}; M_{08}) = -0,4(7,081) = -2,832 \text{ KN.m}$$

$$M_I = -0,5 \max(M_{08}; M_{09}) = -0,5(7,081) = -3,540 \text{ KN.m}$$

$$M_J = -0,3 \max(M_{09}) = -0,3(5,513) = -1,653 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

- **Etude de la travée AB :** (travée de rive AB=IJ)

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}) - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05 \times 5,513 ; (1,053 \times 5,513) - \frac{1,653+3,540}{2})$$

$$M_t^{AB} \geq \max (5,788 ; 5,805) - 2,596$$

$$M_t^{AB} \geq 3,209 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 5,513 = 3,577 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 3,557 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée BC :** (travée d'intermédiaire BC=HI)

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (1,05 \times 7,081 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{3,540+2,832}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (7,435 ; 7,456) - 3,186$$

$$M_t^{BC} \geq 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,27 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée CD :** (travée d'intermédiaire CD=GH)

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (1,05 \times 7,081 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (7,435 ; 7,456) - 2,832$$

$$M_t^{CD} \geq 4,624 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 4,624 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :** (travée d'intermédiaire DE=FG)

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (1,05 \times 6,671 ; 1,053 \times 6,671) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (7,004 ; 7,024) - 2,832$$

$$M_t^{DE} \geq 4,192 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,549 \times 6,671 = 3,662 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 4,192 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF :** (travée d'intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (1,05 \times 7,081 ; 1,053 \times 7,081) - \frac{2,832+2,832}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \max (7,435 ; 7,456) - 2,832$$

$$M_t^{EF} \geq 4,624 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,549 \times 7,081 = 3,887 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 4,624 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELS) :

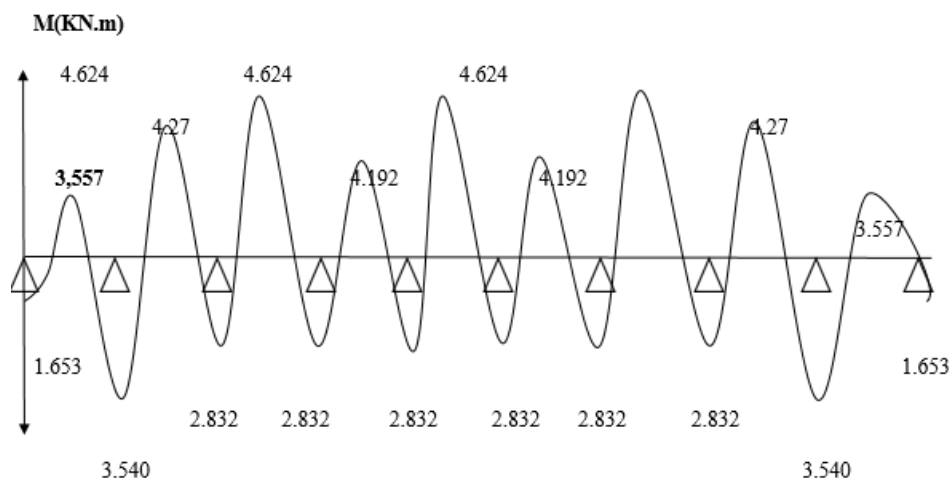


Figure III .2.11: diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x)=v(x)+\frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{q_s L_i}{2} \\ V_e = -\frac{q_s L_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

A l'ELS :**Travée de rive AB:**

$$T_A = q_s \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4,901 \times \frac{3}{2} + \frac{3.540 - 1.653}{3} = 7,98 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_s \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4,901 \times \frac{3}{2} + \frac{3.540 - 1.653}{3} = -6,722 \text{ KN}$$

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
Li	3.00	3.40	3.40	3.30	3.40	3.30	3.40	3.40	3.00
Mi+1	3.540	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	3.540	1.653
Mi	1.653	3.540	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	2.832	3.540
$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$	0.629	-0.208	0	0	0	0	0	0.208	-0.629
$\frac{q_s L_i}{2}$	7.351	8.331	8.331	8.086	8.331	8.086	8.331	8.331	7.351
Te	-6.722	-8.539	-8.331	-8.086	-8.331	-8.086	-8.331	-8.123	-7.98
Tw	7.98	8.123	8.331	8.086	8.331	8.086	8.331	8.539	6.722

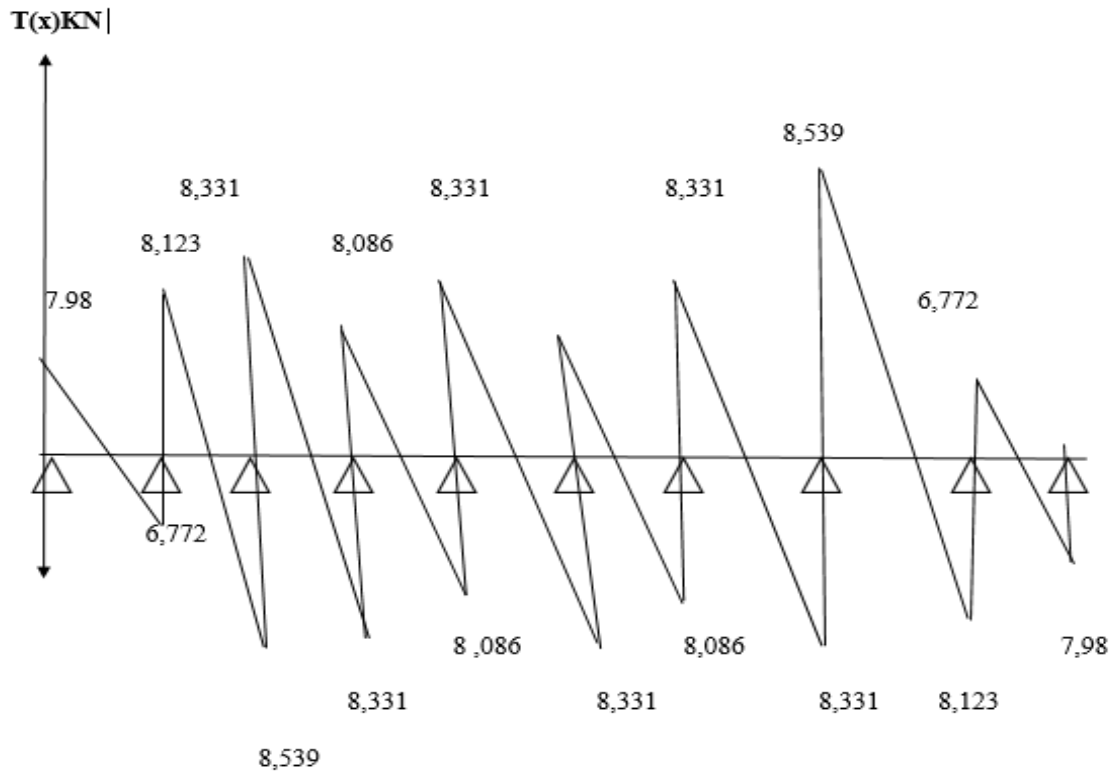


Figure III. 2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Vérification à l'ELS :

Moment fléchissant max:

En travée : $M_t^{\max} = 4,624 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a^{\max} = 3,540 \text{ KN.m}$

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

b) État limite de compression du béton :

En travée :

$M_t^{\max} = 4,624 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1,569 \quad \beta = 0.492 \quad K_1 = 15,49$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.540 \times 10^3}{0.492 \times 18 \times 3.39} = 117,914 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \frac{1}{k} \sigma_{st} = \frac{1}{15.49} \times 117,914 = 7,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3,540 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,046 \longrightarrow \beta = 0,1828 \longrightarrow K_1 = 20,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.540 \times 10^3}{0.1828 \times 18 \times 3.39} = 317,362 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b < \frac{1}{k} \sigma_{st} = \frac{1}{20.21} \times 317.362 = 15,70 \text{ MPa}$$

✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c) État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié 99)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b₀ : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

M_0 : Moment isostatique maximum

M_t : Moment max en travée

$$\frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{4,626}{15 \times 7,081} = 0,043 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,011 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées ; donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art B6.5.2 ; BAEL91/99)

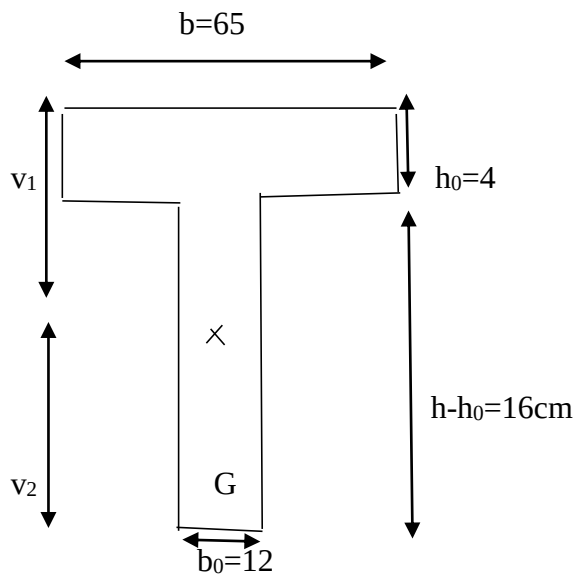


Figure III.2.13 : coupe schématique de la poutrelle

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{qsl^2}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$\bar{f}$: la flèche admissible

E_v : module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ En MPa} \quad (\text{Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99})$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\longrightarrow$ $E_v=10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{fv} : \text{inertie fictive pour les charges de longue durée} \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda v}$$

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

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$\rho : \frac{A}{bd}$$

Calcul des paramètres :

La position de l'axe neutre :

$$B_0 = B + nA = b_0 x h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$S_{/xx} = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 3.39 = \mathbf{502,85 \text{ cm}^2}$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 4) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = \mathbf{3739,3 \text{ cm}^3}$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = \mathbf{7,436 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,436 = \mathbf{12,564 \text{ cm}}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,436^3 + 12,364^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,436 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12,564 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 21426,891 \text{ cm}^4}$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 18} = \mathbf{0,016}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft28}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016(2+\frac{3 \times 12}{65})} = \mathbf{1,028}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = \mathbf{0,849}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 21426.891}{1 + 0.849 \times 1.028} = \mathbf{12585,397 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{qsl^2}{EI} = \frac{5}{384} \frac{4.901 \times (3.4)^2}{10818.87 \times 10^3 \times 12585.397 \times 10^{-8}} = 0,0003 \text{ m} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{3.40}{500} = 0,006 \text{ m}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de service.

❖ Les armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12=3,39cm²
- Aux appuis : 2HA12=2,26cm²

❖ Les armatures transversales : 2HA8=1,00cm²

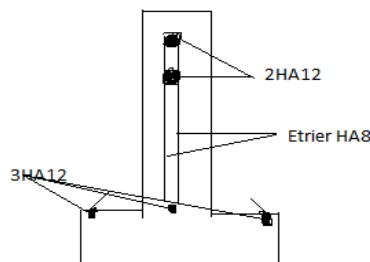


Figure III.2.14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

III.3 ESCALIER :

III.3.1 Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

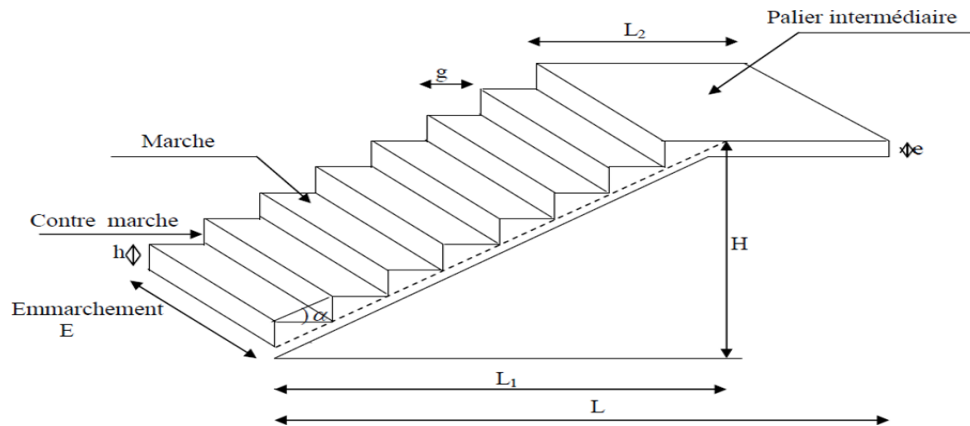


Figure III.3.1 : Schéma général d'un escalier droit

➤ Les caractéristiques géométriques des escaliers :

g : largeur de la marche

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de volée

L : portée de la paillasse

L₁ : longueur de la paillasse projetée

L₂ : largeur du palier

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

La marche : est la partie horizontale qui reçoit les pieds.

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

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron (g) : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches.

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

Un palier : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées.

L'embranchement : représentent la largeur utile de chaque marche la marche.

Échappée : hauteur libre de passage sous un obstacle est 2metres minimum de la face supérieure de nez d'une marche d'escalier.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.

Reculement (développement) : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

III .3.2 Dimensionnement : (étage courant)

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est l'escalier le plus grand nombre de marche, qui est l'escalier à deux volées.

Le dimensionnement des marches et contre marche sera déterminer par la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq 2g+h \leq 66 \text{cm} \\ 16,5 \leq h \leq 17,5 \text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marche (n) est égale à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$

Application :

Hauteur étage courant: $H_t = 3,06 \text{m}$

On prend : $h = 17 \text{cm}$

$n = \frac{306}{17} = 18$ $\longrightarrow$ on prend 2 volée avec 9 contres marches

Nombre de marche :

$m = 9 - 1 = 8$ $\longrightarrow$ on a 8 marches pour chaque volée

Relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$25 \leq g \leq 32$ **soit** $g = 30 \text{cm}$ $\longrightarrow$ la largeur de la marche est 30cm

Longueur de la marche

$$E = 3,40 - 0,3 - 0,3/2 = 1,40 \text{m}$$

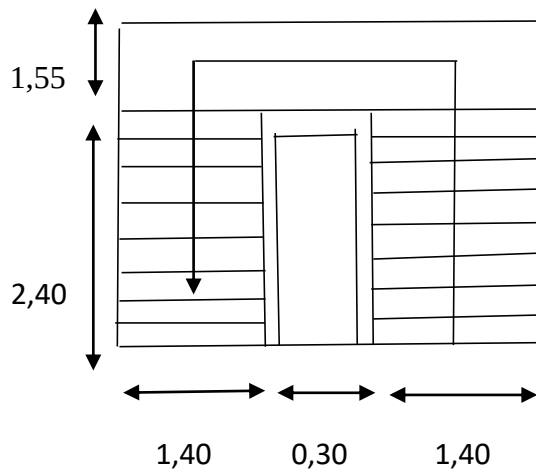
Longueur de la paillasse :

$$L = 8 \times 0,3 = 2,4 \text{m}$$

Largeur de palier de repos : $L_p = 4,25 - 2,40 - 0,3 = 1,55 \text{cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**Figure III.3.2 :** Vue en plan d'escalier.**❖ Pré dimensionnement de la paillasse :**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{1,53}{302,4} = 0,637 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,5^\circ$$

$$l_1 = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{0,843} = 2,847 \text{ m}$$

$$l_2 = L_p = 1,55 \text{ m}$$

$$\text{donc } L = l_1 + l_2 = 2,847 + 1,55 = 4,397$$

$$\frac{439,7}{30} \leq e_p \leq \frac{439,7}{20} \quad \longrightarrow \quad 14,657 \leq e_p \leq 21,985 \text{ cm}$$

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

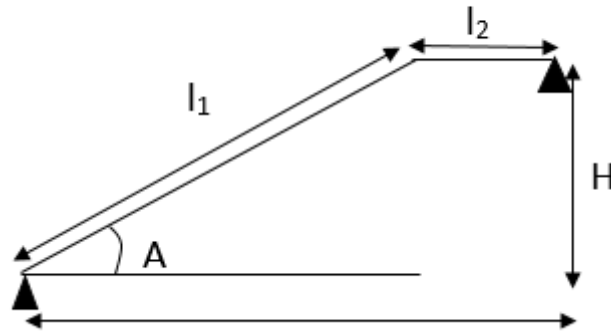


Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier

Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20cm pour tous les étages courants.

III.3.3 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

❖ **Charge permanent :**• **Palier :**

Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier en pose	0.02	18	0.36
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G=6.48

Tableau III.3.1 : charge permanent de palier

- **Volée (paillasse) :**

Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier en pose	0.02	18	0.36
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2/cos(32.5)	25	5.931
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids de la marche	0.17/2	25	2.125
Garde-corps	0.2	1	0.2
			G=9.736

Tableau III.3.2 : charge permanent de volée

- ❖ **Charge d'exploitation :**

Le **DTR** de charges et surcharges nous donne :

Volée : $Q_v=2,5\text{KN/m}^2$

Palier : $Q_p=2,5\text{KN/m}^2$

- ❖ **Combinaison de charges :**

Le problème d'étudier pour 1ml l'escalier :

À l'ELU : $q_u=(1,35G+1,5Q)\times 1\text{ml}$

- **Palier :**

$$q_{up} = 1,35G_p + 1,5Q_p$$

$$q_{up} = 1,35 \times 6,48 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{12,498 \text{ KN/ml}}$$

- **Volée :**

$$q_{uv} = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$q_{uv} = 1,35 \times 9,736 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{16,894 \text{ KN/ml}}$$

a) À l'ELS : $q_s=(G+Q)\times 1\text{ml}$

- **Palier :**

$$q_{sp} = G_p + Q_p$$

$$q_{sp} = 6,48 + 2,5 = \mathbf{8,98 \text{ KN/ml}}$$

• **Volée :**

$$q_{sv} = G_v + Q_v$$

$$q_{sv} = 9,736 + 2,5 = 12,236 \text{ KN/ml}$$

III.3.4 Calcul à l'ELU :

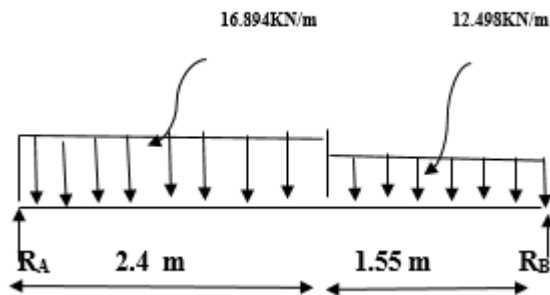


Figure III.3.4 : schéma statique d'escalier à l'ELU

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 16.894 \times 2.4 + 12.498 \times 1.55 = 59,917 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3.95 R_B = [(16.894 \times 2.4) (\frac{2.4}{2})] + [(12.498 \times 1.55) (\frac{1.55}{2} + 2.4)]$$

$$R_B = 27,888 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$3.95 R_A = [(16.894 \times 2.4) (\frac{2.4}{2} + 1.55)] + [(12.498 \times 1.55) (\frac{1.55}{2})]$$

$$R_A = 32,029 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

- **1^{er} tronçon : $0.00 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$**

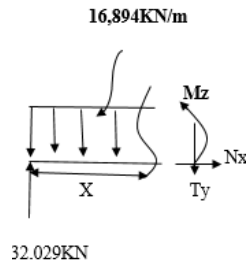
Effort tranchant :

$$\sum F = 0$$

$$32,029 - 16,894x - T_y = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 32,029 - 16,894x$$

Pour: $X(m) = 0$ $T_y(KN) = 32,029$

$X(m) = 2,4$ $T_y(KN) = -8,517$



Moment fléchissant :

$$\sum M = 0$$

$$32,029x - 16,894 \frac{x^2}{2} - M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -8,447x^2 + 32,029x$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad M_z \text{ (KN.m)} = 0$$

$$X(m) = 2,4 \quad M_z \text{ (KN.m)} = 28,215$$

- **2^{ème} tronçon : $0.00 \leq X \leq 1,55$ m**

Effort tranchant

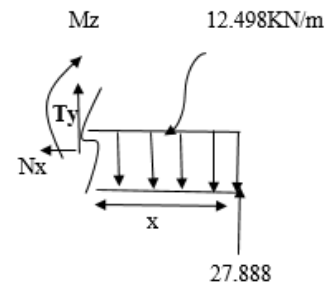
$$\sum F = 0$$

$$T_y + 27,888 - 12,498x = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 12,498x - 27,888$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad T_y \text{ (KN)} = -27,888$$

$$X(m) = 1.55 \quad T_y \text{ (KN)} = -8,516$$



Moment fléchissant :

$$\sum M = 0$$

$$-27,888x + 12,498 \frac{x^2}{2} + M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -6,249x^2 + 27,888x$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad M_z \text{ (KN.m)} = 0$$

$$X(m) = 1,55 \quad M_z \text{ (KN.m)} = 28,213$$

Moment maximum : le tronçon : $0.00 \leq x \leq 2.40$

$$\text{Pour } T_y = 32,029 - 16,894x = 0 \quad \mathbf{x = 1,9m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,9) = -8,447(1,9)^2 + 32,029(1,9) = \mathbf{30,361 \text{ KN.m}}$$

- Les diagrammes des efforts internes:

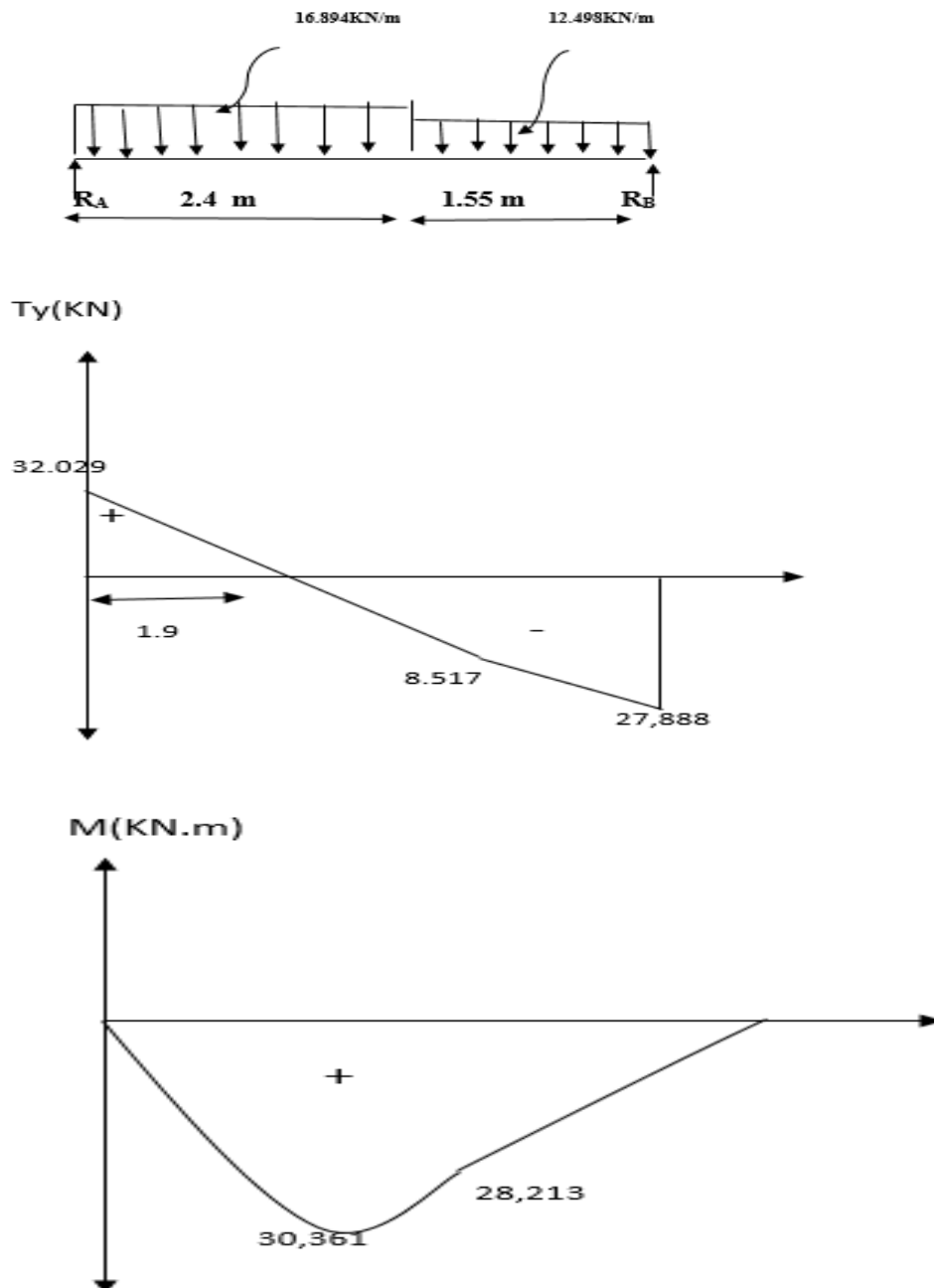


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travée.

$$M^a = -0,3M_{\max} = -0,3(30,361) = -9,108 \text{ kN.m}$$

$$M^t = 0,85M_{\max} = 0,85(30,361) = 25,807 \text{ kN.m}$$

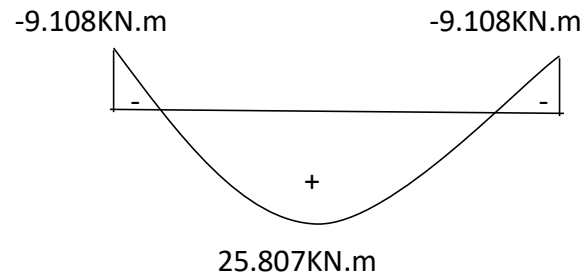


Figure III.3.6 : Diagramme des moments fléchissant réduits

III.3.4.1 Le ferrailage :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilise les moments et les efforts calculés précédemment.

En travée :

a) Armatures principales :

$M_t = 25,807 \text{ KN.m}$ $b = 100\text{cm}$ $c = 2\text{cm}$ $h = 20\text{cm}$ $d = 18\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : M_t : moment supportée par la section.

f_{bc} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d dimensions de la section.

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.807 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,056 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,056 \longrightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.807 \times 10^2}{0.971 \times 18 \times 34.8} = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20\text{cm}$$

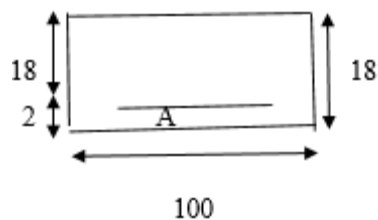


Figure III.3.7 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU (cm)

b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec $S_t = 15\text{cm}$

Aux appuis :

$$M_a = 9,108\text{KN.m}$$

a) **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.108 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,02 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,02 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.108 \times 10^2}{0.990 \times 18 \times 34.8} = 1,469\text{cm}^2$$

Soit $A_a = 5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$

b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,982\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

III.3.4.2 Les vérifications à l'ELU :a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,26 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,457\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = 3,93\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,457\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,457\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) **Espacement des barres :****Armatures principales :**

$$S_t^{\max} = 15\text{cm} \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t^{\max} = 20\text{cm} \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :
(Art 6-1-3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \tau_{su} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = \sum n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.029 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec: } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A5.1.1/BAEL91 modifié 99})$$

$$T_{u \max} = 32.029 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32.029 \times 10}{100 \times 18} = 0,178 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,178 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,328 = 16,931 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 17 \text{ cm}$.

f) L'influence de l'effort tranchant sur les appuis :

• **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $T_{u \max} \leq \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} ab$ avec $a \leq 0,9d$

$$T_{u \max} = 32.029 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 32.029 \text{ KN} \leq \overline{T}_u^{\max} 1080 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{\max} + \frac{Ma}{0.9d}) = \frac{1.5}{40} (32,029 - \frac{9.108 \times 10^2}{0.9 \times 180}) = 0,99 \text{ cm}^2$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,99 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée} \quad \longrightarrow$$

III.3.5 Calcul à l'ELS:

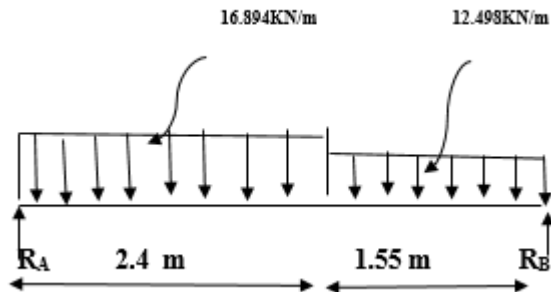


Figure III.3.8 : schéma statique d'escalier à l'ELS

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 12.236 \times 2.4 + 8.98 \times 1.55 = \mathbf{43.285 \text{ KN}}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3.95 R_B = [(12.236 \times 2.4) (\frac{2.4}{2})] + [(8.98 \times 1.55) (\frac{1.55}{2} + 2.4)]$$

$$\mathbf{R_B = 20.109 \text{ KN}}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$3.95 R_A = [(12.236 \times 2.4) (\frac{2.4}{2} + 1.55)] + [(8.98 \times 1.55) (\frac{1.55}{2})]$$

$$\mathbf{R_A = 23.176 \text{ KN}}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

- **1^{er} tronçon : $0.00 \leq X \leq 2,4\text{m}$ Pour :**

Effort tranchant :

$$\Sigma F = 0$$

$$23,176 - 12,236x - T_y = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 23,176 - 12,236x$$

$$X(m) = 0 \quad T_y(\text{KN}) = 23,176$$

$$X(m) = 2,4 \quad T_y(\text{KN}) = -6,190$$

Moment fléchissant :

$$\Sigma M = 0$$

$$23,176x - 12,236 \frac{x^2}{2} - M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -6,118x^2 + 23,176x$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad M_z(\text{KN.m}) = 0$$

$$X(m) = 2,4 \quad M_z(\text{KN.m}) = 20,383$$

- **2^{ème} tronçon : $0.00 \leq X \leq 1,55\text{m}$**

Effort tranchant :

$$\Sigma F = 0$$

$$T_y + 20,109 - 8,98x = 0 \quad \longrightarrow \quad T_y = 8,98x - 20,109$$

Pour :

$$X(m) = 0 \quad T_y(\text{KN}) = -20,109$$

$$X(m) = 1,55 \quad T_y(\text{KN}) = -6,19$$

Moment fléchissant :

$$\Sigma M = 0 \quad -20,109x + 8,98 \frac{x^2}{2} + M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad M_z = -4,49x^2 + 20,109x$$

Pour :

$$X(m)=0 \quad M_z \text{ (KN.m)} = 0$$

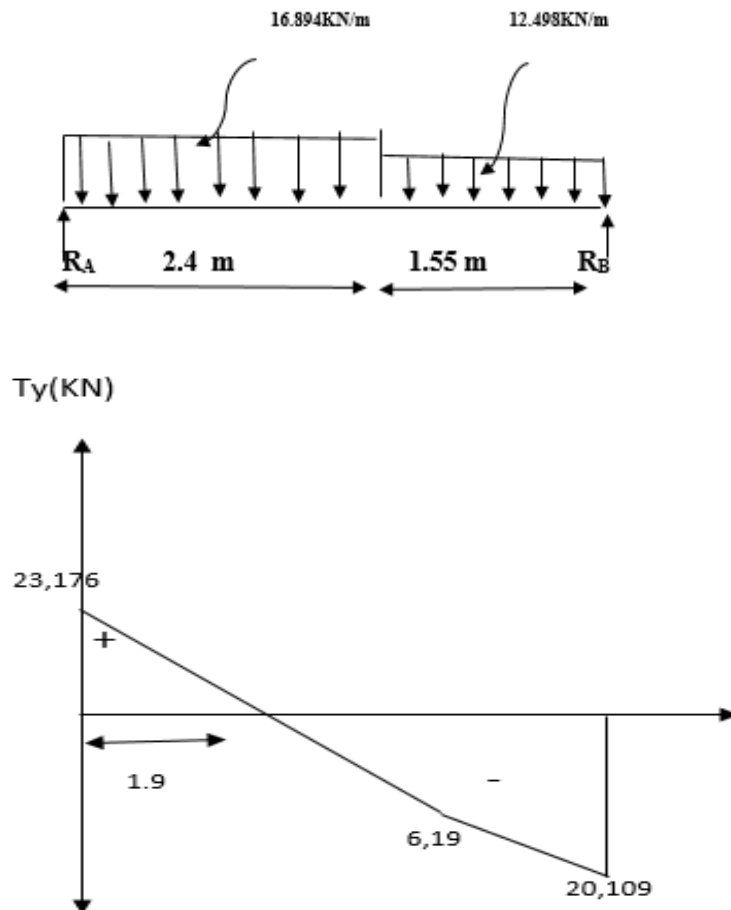
$$X(m)=1,55 \quad M_z \text{ (KN.m)} = -20,382$$

Moment maximum : le tronçon : $0.00 \leq x \leq 2.40$

$$\text{Pour } T_y = 23,176 - 12,236x = 0 \quad \text{avec : } x = 1,9\text{m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,9) = -6,49(1,9)^2 + 20,109(1,9) = \mathbf{14,778 \text{ KN.m}}$$

- **Les diagrammes des efforts internes:**



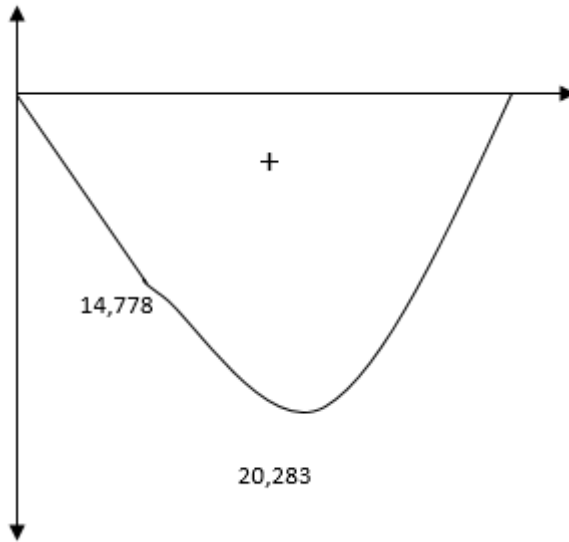


Figure III .3.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travée.

$$M^a = -0,3M_{\max} = -0,3(21,998) = -6,599 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_{\max} = 0,85(21,998) = 18,698 \text{ KN.m}$$

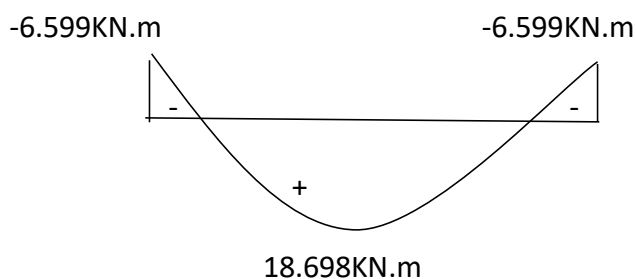


Figure III.3.10 : Diagramme des moments fléchissant réduits à l'ELS

III.3.5.1 Vérification à L'ELS :

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

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t\ ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

a) En travée :

Les sections adoptés à l'ELU en travée est :

$$A_{st}=5HA12=5,65\text{cm}^2 \quad M_{t\ ser}^t=18,698\text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{\beta_1 d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314 \quad \beta_1 = 0,912 \quad k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{18,698 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 201,59 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{201,59}{41,82} = 4,820 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,820 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis :

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 5HA10 = 3,93 \text{cm}^2 \quad M_{\text{ser}}^a = 6,599 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{sa}}{\beta_1 d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218 \quad \beta_1 = 0,925 \quad k_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,599 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 393} = 100,85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{100,85}{51,67} = 1,95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{20}{425} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Condition non vérifiée. Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{s\max} L^4}{E_v I_0} \leq \bar{f}$$

Avec : I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$y_1 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10,32 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10,32^3 + 9,68^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 \times (9,68 - 2)^2 = 71870,22 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow$ $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12,236 \times 4,25^4}{10818,86 \times 10^3 \times 71870,22 \times 10^{-8}} = 0,0067 \text{ m} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,67 \text{ cm} \leq f = 0,85 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour les deux volées.

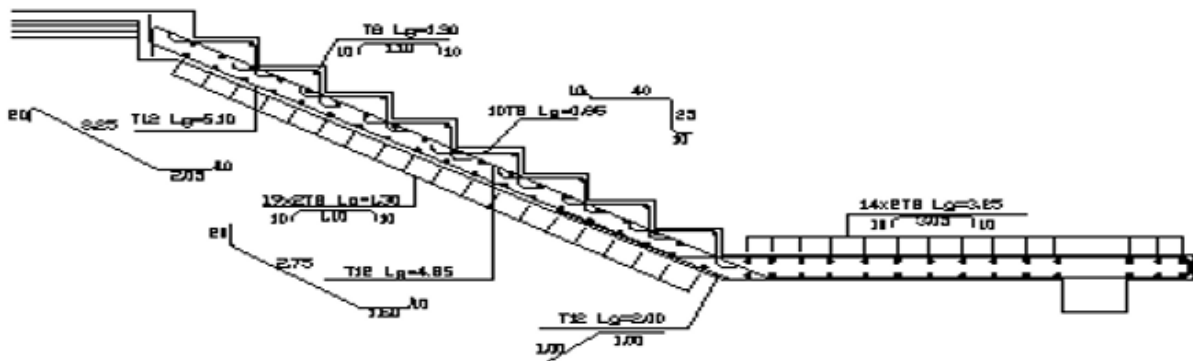


Figure III.3.11 : Schéma de ferrailage des escaliers

III.4 Poutre palière :

III.4.1 Introduction :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), avec une portée de 340 cm , reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

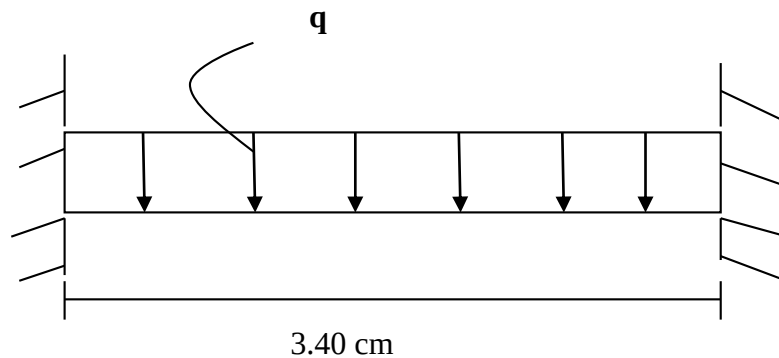


Figure III.4 .1 : schéma statique de calcul.

III.4.2 Pré dimensionnement :

La hauteur :

Leur hauteur est donnée par : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

Avec : L=340cm

$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10} \quad \longrightarrow \quad 22,67\text{cm} \leq ht \leq 34\text{cm}$$

On opte pour : **ht=30cm**

La largeur :

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

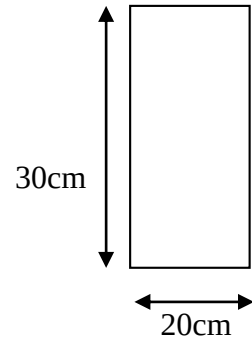
$$\text{Largeur de la poutre palière. } 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **b=20cm**

Vérification des conditions de RPA99 (ART 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20[\text{cm}] > 20[\text{cm}] \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 30[\text{cm}] > 30[\text{cm}] \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc **$h_t=30\text{cm}$** et **$b=20\text{cm}$**

**III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur extérieur : $G = 2,55 \times (3,06 - 0,2) = 7,29 \text{ KN/ml}$

$G = G_M + G_P = 7,29 + 1,5 = 8,79 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

ELU : $T_u = R_B = 32,029 \text{ kN}$

ELS : $T_s = R_B = 20,109 \text{ kN}$

Calcul à L'ELU :**a) Combinaison de charge à L'ELU :**

ELU : $q_u = 1,35G + R_u$

$q_u = 1,35 \times 8,78 + 32,029 = 43,882$

$q_u = 43,882 \text{ KN/ml}$

b) Réaction d'appuis :

$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} l = \frac{43,882}{2} \times 3,40 = 74,6 \text{ KN}$

c) Moment isostatique :

$M_u^{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{43,882(3,4)^2}{8} = 63,409 \text{ KN.m}$

Calcul les efforts internes à L'ELU : $0 \leq x \leq 3,4 \text{ m}$

$T_y = 74,6 - 43,882x$

Pour $x=0 \longrightarrow T_y = 74,6 \text{ KN}$

Pour $x=3,40 \longrightarrow T_y = -74,6 \text{ KN}$

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

Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3(63,409) = -19,023 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_u^{\max} = 0,85(63,409) = 53,9 \text{ KN.m}$

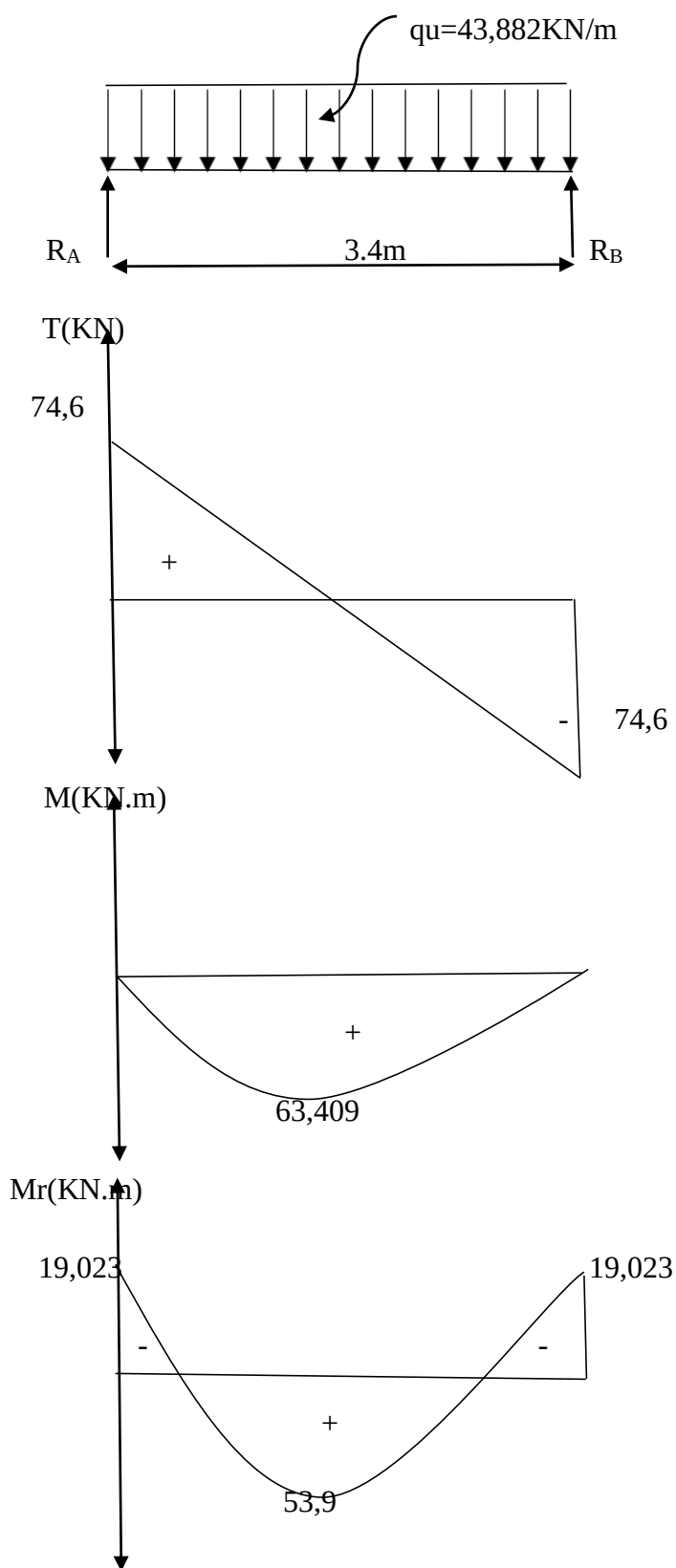


Figure III.4.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III .4.3. Ferrailage de la poutre :○ **Aux appuis :**

$$b=20\text{cm}; d=28\text{cm} ; c=2 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; f_{bu}=\frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}=14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st}=\frac{f_e}{1,15} ; f_e=400$$

$$M_{ua}=63,409 \text{ KN .m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{63,409 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,284$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée(SSA).}$$

$$\mu_b = 0,284 \longrightarrow \beta = 0,829$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63,409 \times 10^3}{0,829 \times 28 \times 348} = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } \mathbf{6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2}$$

○ **En travée :**

$$M_{ut}=53,9 \text{ KN .m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{53,9 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,242$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow (\text{SSA } \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{S.S.A})$$

$$\mu_b = 0,242 \quad \beta = 0,859$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53,9 \times 10^3}{0,859 \times 28 \times 348} = 6,44 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } \mathbf{6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2}$$

Vérification à L'ELU :✓ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 28 = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Aux appuis : } A = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{- Aux travées : } A = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant - contrainte de cisaillement: (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u = V_u = 74,6 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{74,6 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{74,6 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 6 \times 3,14 \times 12} = 1,31 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque des barres longitudinales.

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min(12 ; 8,57 ; 20) = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : **$\phi_{10} \text{ mm}$**

On opte comme armatures transversales : **$A_t (4A_{H10}) = 3,14 \text{ cm}^2$** (1 cadre + 1 étrier)

✓ **Exigence du RPA sur Les armature longitudinal : (art 7.5.2.1 RPA 99 modifié 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A = 9,23 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

En travée : $A = 6,78 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

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

D'après le règlement (**Art7.5.2.2,RPA99/V2003**) on obtient :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm} : \text{ Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} , \quad \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1, 22 / BAEL91):

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.4.6 Calcule à L'ELS :**a) Combinaison de charge à L'ELS**

$$q_s = 1G + R_b$$

$$q_s = 1 \times (8,79) + 20,109$$

$$q_s = 28,9 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s l}{2} = \frac{28,9}{2} \times 3,40 = 49,13 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28,9}{8} (3,40)^2 = 41,760 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts internes :

$$\text{➤ } 0 \leq x \leq 3,40$$

$$T_y = 49,13 - 28,9x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T_Y = 49,13 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=3,40 & \longrightarrow T_Y = -49,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -12,53 \text{ KN.m}$
- **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 35,5 \text{ KN.m}$

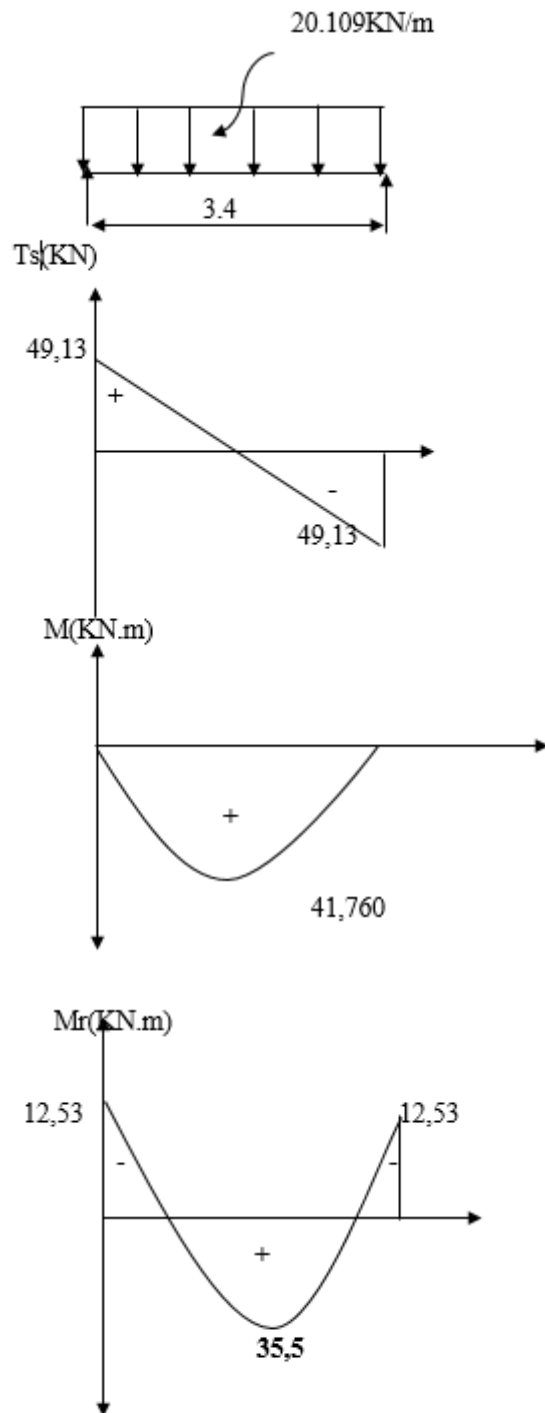


Figure III.4.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.4.7 Calcul à L'ELS :**✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ **Aux appuis :****✓ Contrainte dans le béton**

$$M_{ua} = 12,97 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{20 \times 28} = 1,647 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,834, \quad K_1 = 15,12$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,53 \times 10^3}{0,834 \times 28 \times 9,23} = 58,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{58,13}{15,12} = 3,84 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 58,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

○ **Aux travées****✓ Contrainte dans le béton**

$$M_{ut} = 35,5 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{20 \times 28} = 1,21 \quad \beta_1 = 0,850 \quad K_1 = 18,33$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{35,5 \times 10^3}{0,850 \times 28 \times 6,78} = 220 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220}{18,33} = 12 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 220 \text{ MPa}$$

$$220 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de déformation

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{35,5}{41,760 \times 10} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2 b_0}{f_e} \quad ; \quad \frac{6,78}{100 \times 28} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} \times 200 = 2,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- aux appuis : 6HA14
- aux travées : 6HA12
- Armateurs transversale 4HA8 avec un espacement :
 - $S_t = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.
 - $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante.

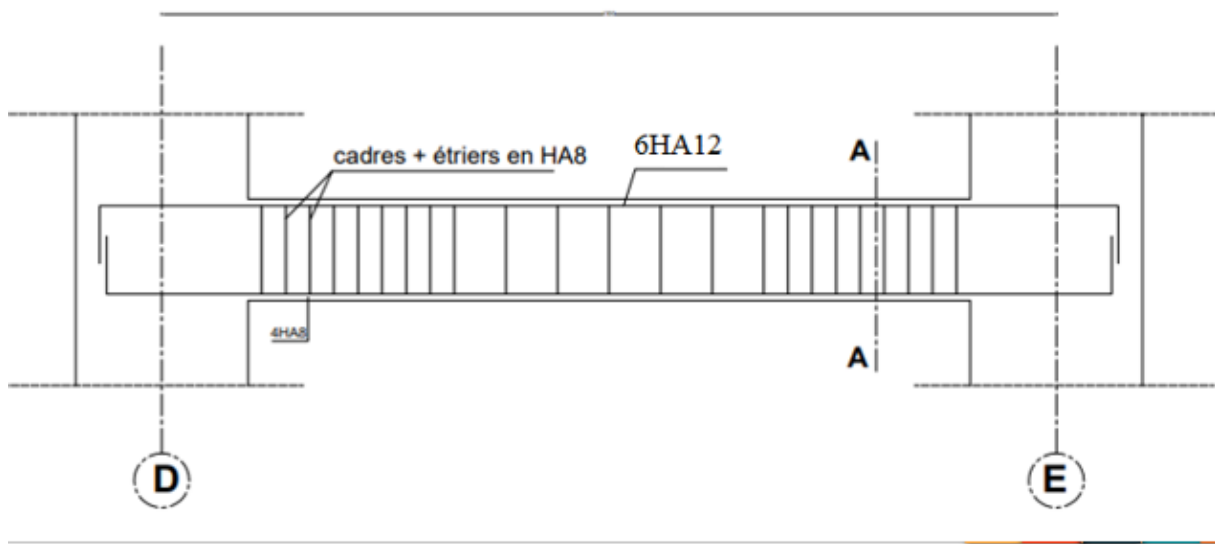


Figure III.4.4 : ferraillage de la poutre palière

IV. Présentation de l'ETABS :

IV.1) INTRODUCTION :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

VI.2) Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (**MEF**) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. Elle nécessite aussi la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP**...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.7.0**

IV.3) Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

IV.4) Principe de la MEF :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale.

Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté (DDL)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.5) Étapes de modélisation :

L'**ETABS** se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera **la version 9.7.0**

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.

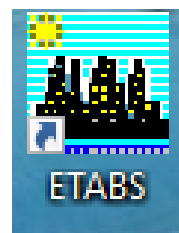
IV.6) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

❖ Étapes de modélisation :

- La première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure.

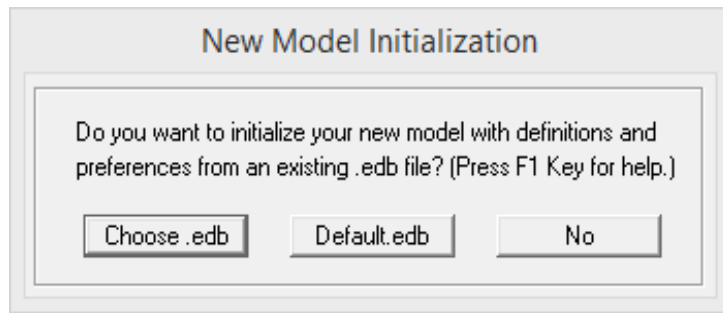


a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne ***kN.m*** comme unités de base pour les forces et déplacements.

**b)- Géométrie de la base :**

En haut de l'écran à gauche, on sélectionne : **File new** → **model** → **No**



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de portiques suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 10

Number Lines in Y Direction: 6

Spacing in X Direction: 3.40

Spacing in Y Direction: 4.25

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 6

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.08

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

c)- Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit Edit Grid Data, Et on remplit les tableaux comme suit :

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3	Primary	Show	Top	
2	B	3.4	Primary	Show	Top	
3	C	3.4	Primary	Show	Top	
4	D	3.30	Primary	Show	Top	
5	E	3.4	Primary	Show	Top	
6	F	3.30	Primary	Show	Top	
7	G	3.4	Primary	Show	Top	
8	H	3.4	Primary	Show	Top	
9	I	3.	Primary	Show	Top	
10	J	0	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3.25	Primary	Show	Left	
2	2	4.25	Primary	Show	Left	
3	3	2.80	Primary	Show	Left	
4	4	4.25	Primary	Show	Left	
5	5	3.25	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Remarque :

- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

d) - Pour la hauteur des niveaux :

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

[illegible]

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus,

On valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

- **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 $\longrightarrow$ **Material Properties** $\longrightarrow$ **CONC**

Define Materials

Materials

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

En cliquant sur **Modify/Show Material**

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs comme suivant :

Material Property Data

Material Name	B25	Display Color	Color
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'_c	25000
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, f_y	400000
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	400000
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750		
OK		Cancel	

Pour le plancher en corps creux on définit le matériau **Other**, En introduisant les valeurs comme suivant :

Material Property Data

Material Name	OTHER	Display Color	Color
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: None	
Analysis Property Data		Design Property Data	
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		
Shear Modulus	76884615		
OK		Cancel	

• Troisième Étape :

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles), et les affecte dans la structure.

3.1) propriétés géométriques des éléments

a) poteaux :

Define → **Frame Sections** → **Add Rectangular** → **Reinforcement Data**

Et on remplit comme il est montré dans la fenêtre ci-dessous :

Rectangular Section

Section Name POT40x40

Properties **Property Modifiers** **Material**

Section Properties... Set Modifiers... B25

Dimensions

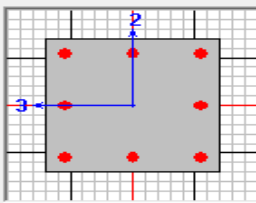
Depth (t3) 0.4

Width (t2) 0.4

Concrete Reinforcement...

Display Color 

OK Cancel



Et on remplit comme il est montré à la fenêtre ci-dessous :

Reinforcement Data

Design Type

☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement

☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement

☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement

Cover to Rebar Center 0.0457

Number of Bars in 3-dir 3

Number of Bars in 2-dir 3

Bar Size #9

Corner Bar Size #9

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked ☐ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

→ OK → OK

Refaire les mêmes étapes avec les autres types de poteaux.

b) Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

The image shows two side-by-side dialog boxes from a software application.

The left dialog box is titled "Rectangular Section". It contains the following fields and controls:

- Section Name:** A text field containing "FF".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu showing "B25".
- Dimensions:** Two input fields: "Depth (t3)" with value "0.35" and "Width (t2)" with value "0.25".
- Concrete:** A button labeled "Reinforcement...".
- Display Color:** A green color swatch.
- OK** and **Cancel** buttons at the bottom.

The right dialog box is titled "Reinforcement Data". It contains the following fields and controls:

- Design Type:** Two radio buttons: "Column" (unselected) and "Beam" (selected).
- Concrete Cover to Rebar Center:** Two input fields: "Top" with value "0.025" and "Bottom" with value "0.025".
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:** A section with two columns: "Left" and "Right". Each column has "Top" and "Bottom" input fields, all of which contain the value "0.".

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.
- OK** and **Cancel** buttons at the bottom.

Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :

The image shows a dialog box titled "Define Frame Properties". It contains the following fields and controls:

- Properties:** A section with a "Type in property to find:" label and a list box. The list box contains the following items: "PC", "POT 35x35", "POT 40x40", "POT 45x45", "PP35x30", and "PS30x25". The "PC" item is selected.
- Click to:** A section with two dropdown menus: "Import I/Wide Flange" and "Add I/Wide Flange".
- Buttons:** "Modify/Show Property...", "Delete Property", "OK", and "Cancel".

e) Dalle pleine :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Et on la remplit comme il est montré :

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'DP15'. The 'Material' dropdown is set to 'B25'. Under the 'Thickness' section, both 'Membrane' and 'Bending' are set to '0,15'. In the 'Type' section, the 'Plate' radio button is selected, and the 'Thick Plate' checkbox is unchecked. In the 'Load Distribution' section, the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox is unchecked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' field with a green swatch, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

g) Eléments corps creux :

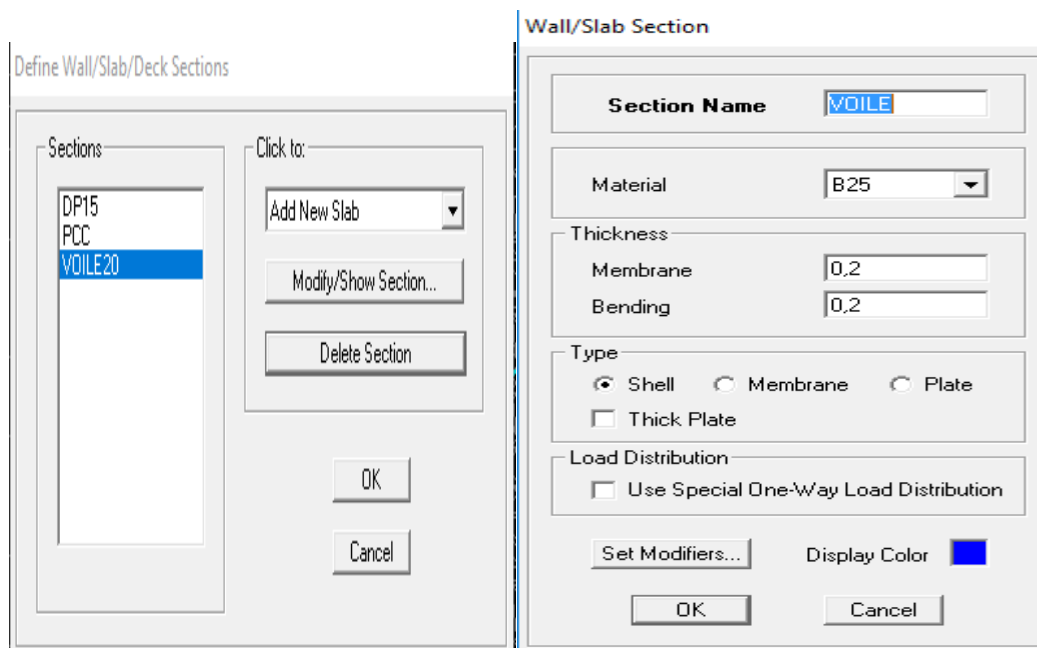
Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'PCC'. The 'Material' dropdown is set to 'OTHER'. Under the 'Thickness' section, both 'Membrane' and 'Bending' are set to '0,2'. In the 'Type' section, the 'Membrane' radio button is selected, and the 'Thick Plate' checkbox is unchecked. In the 'Load Distribution' section, the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox is checked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' field with a dark green swatch, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

c) Voiles :

Define → Wall/Slab/Decksections



3.2) L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

a) Poteaux : On clique sur l'icône



Properties of Object	
Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (pot 40x40 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure. On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône .

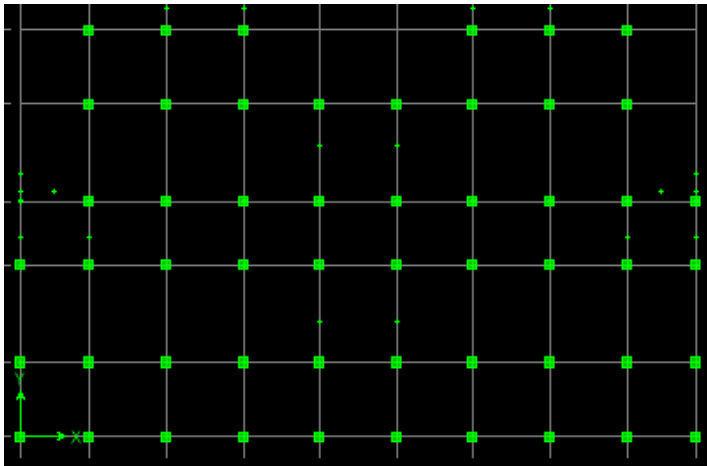


Figure IV.1 : disposition des poteaux

b) Poutres : On clique sur l'icône



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

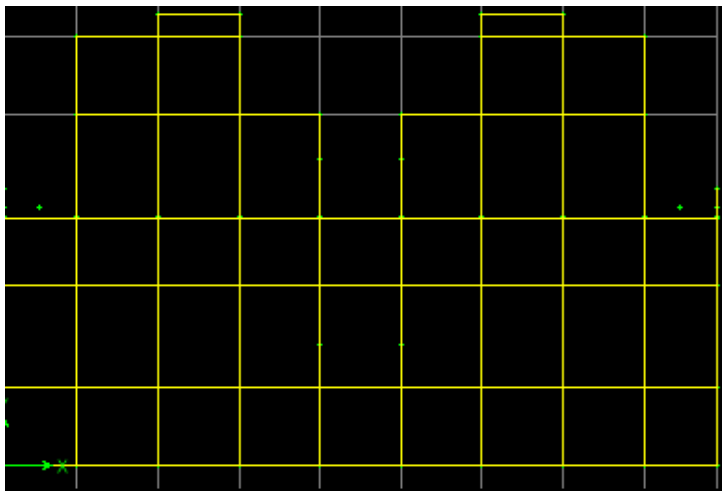


Figure IV.2 : disposition des poutres

c) **Voile**: On clique sur l'icône ...



Qui seront disposés comme suit :

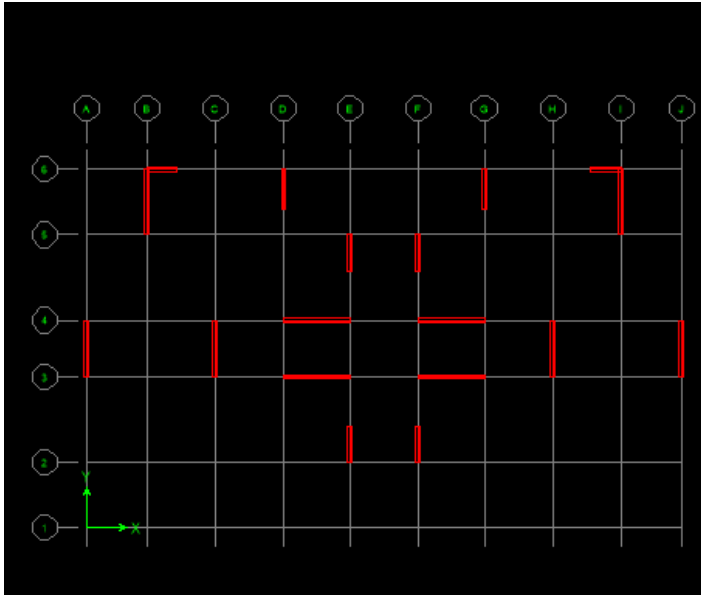


Figure IV.3 : disposition des voiles

d) **Plancher à corps creux, dalles pleines...**

Et il seront affectés comme suit :

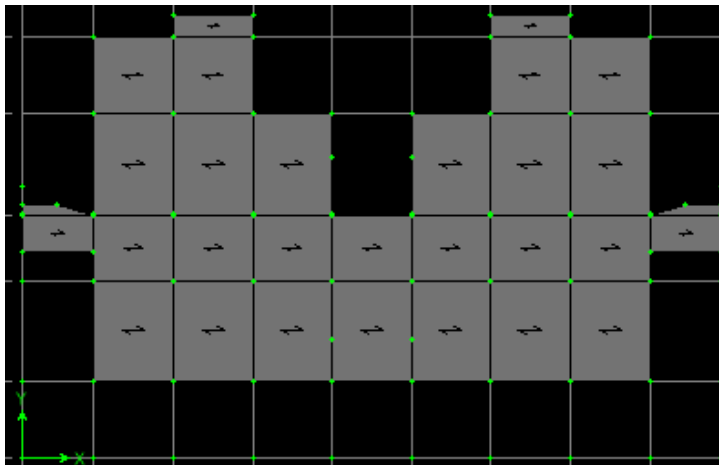
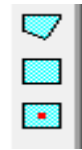


Figure IV.4 : Plancher à corps creux, , dalles pleines

- **Quatrième étape :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

- Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

Zone IIa (Zone moyenne sismicité, du RPA 2003 Art 3.1)

- **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du 3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

— Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

— La redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

— La régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

— La régularité et en élévation,

La structure est classée non régulière en élévation

— Contrôle de la qualité des matériaux,

— Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

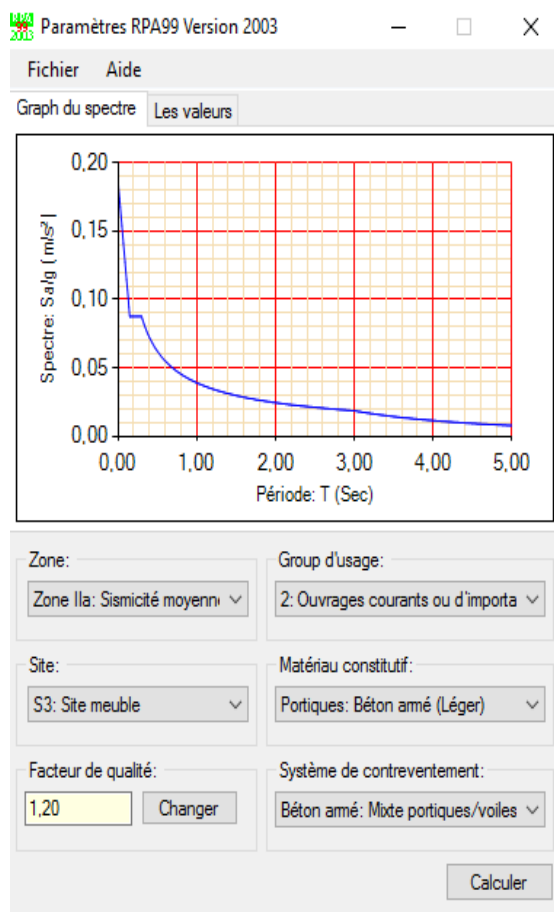
P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ''est satisfait ou non''

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,05
		Q = 1,20

Tableau IV.1 : le facteur de qualité

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus on trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :



- **Cinquième Étape :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique **E** suivant les deux directions **X** et **Y**, on clique sur :

Define —→ **Response Spectrum Cases** —→ **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

- **Sixième Etape :**

Cette étape consiste au chargement des éléments

Les éléments surfacique : On prend chaque élément surfacique (les plancher à corps creux et les dalles pleines) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign —→ **Shell/areas load** —→ **Uniform.**

On refait la même chose avec la charge d'exploitation Q .

- Pour les éléments linéaires (acrotère)

Assign → **Fram /lines loads** → **Distributed** .

On refait la même chose avec la charge d'exploitation Q .

• Septième Etape :

Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a) Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU} & \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} & \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

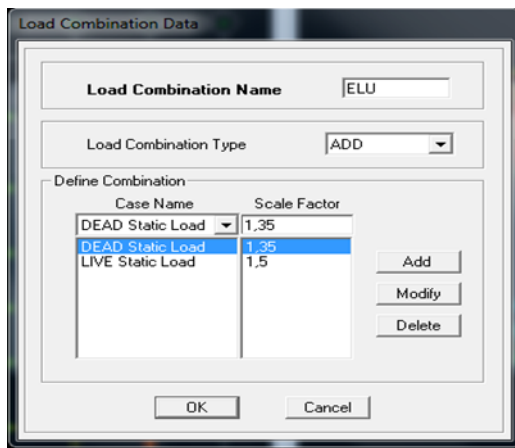
b) Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

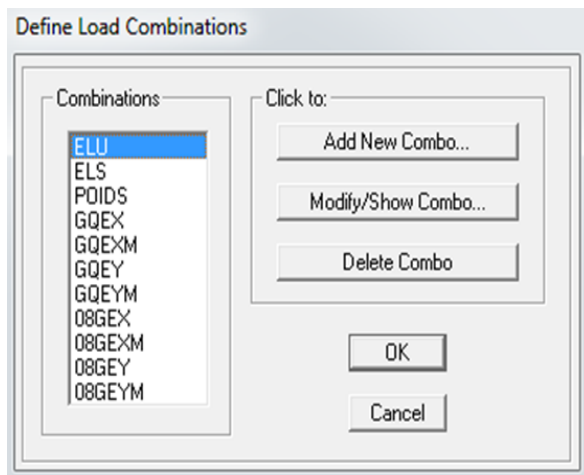
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Loads Combinations** → **Add New Combo.**

- Exemple: **ELU** on remplit comme suit :



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

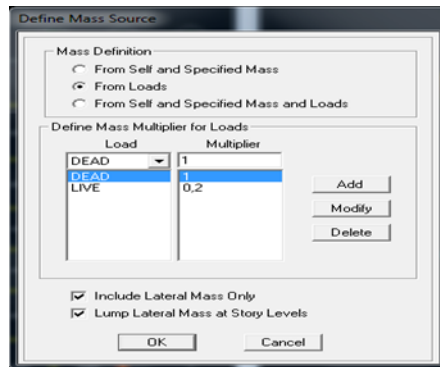


- Huitièmes Etapes:**

Introduction de la masse sismique :

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**



- **Neuvième Etape :**

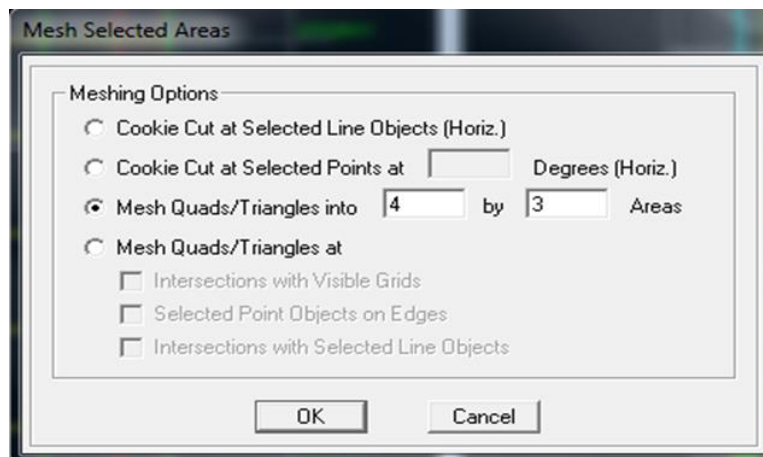
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

Sélectionnez tous les voiles et les balcons.

Edit —————→ **Mesh Areas**

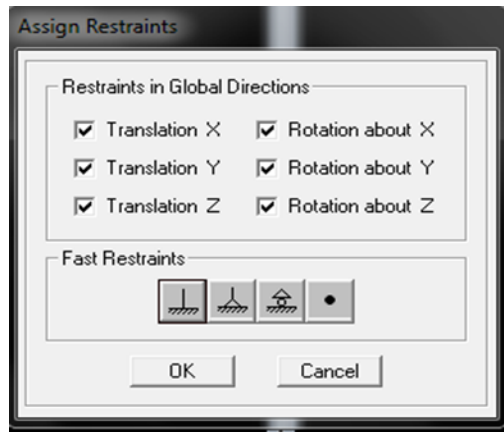
Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit :



- **Dixième Étape :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :





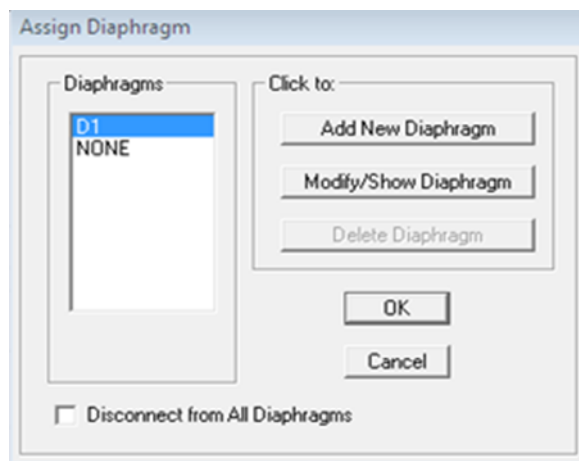
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

- **Onzième Étape :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Defin ———> Diaphragm ———> Add New Diaphragm .



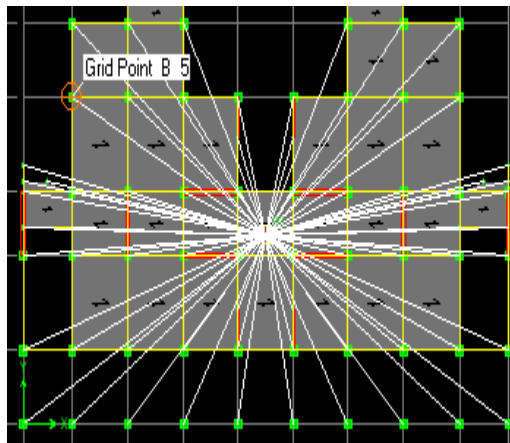


Figure IV.5: diaphragm de RDC

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Douzième Etape :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze —→ **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

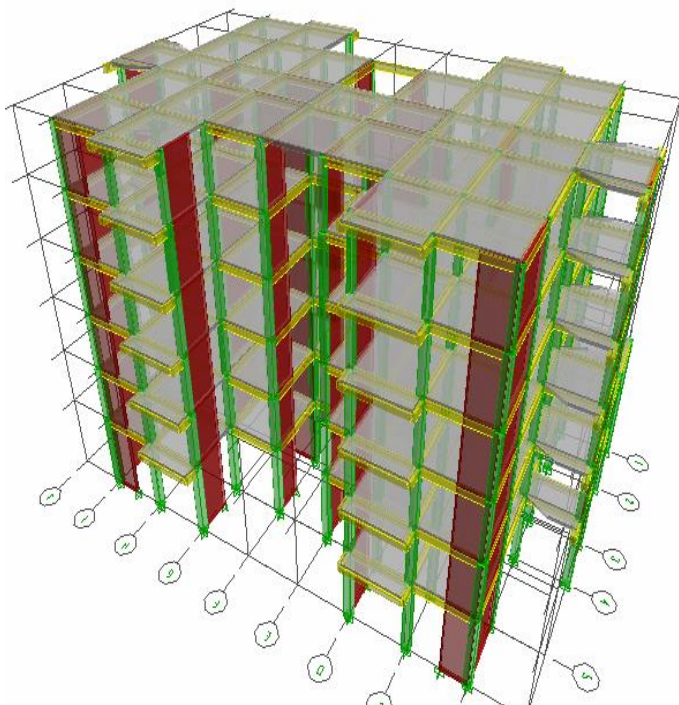


Figure IV.6 : modèle finale de notre structure

V-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003**.

La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

Condition sur la régularité :

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière en élévation (variation de rigidité). **Condition non vérifiée.**

Condition complémentaire :

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage : 2.
- La MSE est applicable si : $H_t \leq 23$ m. **Condition non vérifiée**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

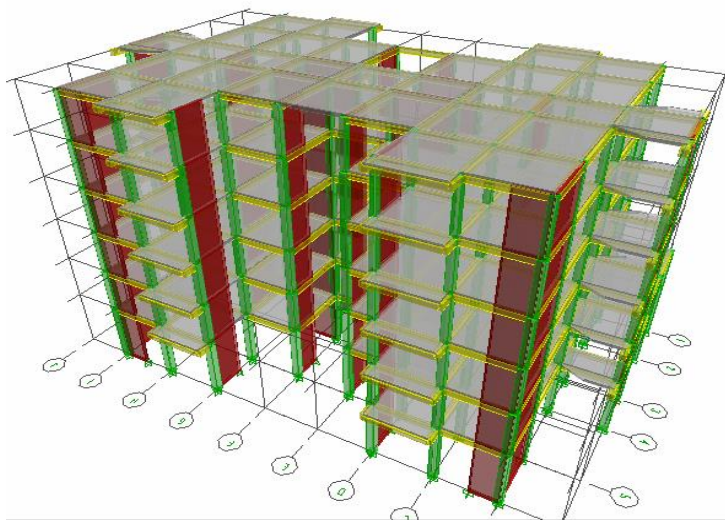


Figure V.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :**V-3-1- vérification de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.**

La période critique : $T = C_{Th} h_N^{3/4}$

Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage : $C_T = 0,05$

La hauteur totale de bâtiment : $h_N = 19,98\text{m}$

$$T_{cr} = 0,05(19,98)^{3/4} = 0,472\text{s}$$

On doit vérifier : $T = 1,3 \times T_{cr} = 0,6136\text{s} \geq T_{structure} = 0,5189\text{s} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- Nombre de modes à retenir :**

Le **RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)** préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le

Nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins

de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,518978	70,3202	0	70,3202	0
2	0,43922	0	71,1166	70,3202	71,1166
3	0,382774	1,3881	0	71,7083	71,1166
4	0,119878	19,8553	0	91,5636	71,1166
5	0,098287	0	20,6714	91,5636	91,7881
6	0,084085	0,478	0	92,0416	91,7881
7	0,050597	4,8972	0	96,9388	91,7881
8	0,040915	0	5,0637	96,9388	96,8518
9	0,035309	0,2171	0	97,1558	96,8518
10	0,029589	1,8351	0	98,9909	96,8518
11	0,023556	0	2,0034	98,9909	98,8552
12	0,02222	0,8853	0	99,8762	98,8552
13	0,020633	0,0003	0	99,8765	98,8552
14	0,018421	0,1099	0	99,9864	98,8552
15	0,017191	0	0,99	99,9864	99,8452
16	0,01581	0,0115	0	99,9978	99,8452
17	0,013972	0	0,1548	99,9978	100
18	0,013269	0,0022	0	100	100

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,518978s$.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ La rotation vient au 4^{ème} mode

V-3-2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante: $V = \frac{ADQW}{R}$

(RPA2003 Page 28 formule (4.1))

Avec :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W : le poids total de la structure déterminé par ETABS.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de quantité.

a) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.

Zone sismique : IIa

Groupe d'usage : 2

La valeur : $A = 0,15$

b) Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Le facteur D dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η)

Et de la période fondamentale de la structure (T).

RPA99 version 2003 page 26 Formule (4.2)

$$\left\{ \begin{array}{ll} D = 2.5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right.$$

$T(\text{Mode1})_{\text{etabs}} = 0,519$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (**le tableau 4.7**) du **RPA2003 page 34** :

Dans notre cas : Site3 : meuble d'où $T_2=0,5$.

$$T_2=0,5s \leq T(\text{etabs}) = 0,519s \leq 3s \longrightarrow D=2.5.\eta.(T_2/T)^{2/3}$$

η : facture de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage, il est donné par le (tableau 4.2RPA99) présenté ci-après :

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.2 : coefficient d'amortissement

Nous avons des portiques en béton armé avec présence des voiles donc ($\xi=7\%$)

$$\xi = 7+10/2=8,5$$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816 \geq 0,7 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{Alors : } D=2.5 \times 0,816 \times (0,5/0,519)^{2/3} = 1,987$$

$$D=1,987$$

c) Le poids total de la structure W_t :

Le poids de la structure donné par le logiciel ETABS, $W_t=34564,48$

paramètre	valeur
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,987
coefficient de comportement R	5
facture de quantité Q	1,20
Le poids total de la structure W_t	34564,48

Tableau :V.3 des résultats récapitulatif

$$V = \frac{ADQW}{R} = \frac{0,15 \times 1,987 \times 1,2 \times 34564,48}{5} = 2463,75 \text{KN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS : (L'effort tranchant sous E)

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos E spectra → Story Shears → OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET5	EX	Bottom	0	735,06	0,07	6757,788	0,22	2249,279
ET5	EY	Bottom	0	0,07	773,25	12579,672	2366,143	0,224
ET4	EX	Bottom	0	1585,04	0,12	14656,262	0,427	6999,252
ET4	EY	Bottom	0	0,14	1627,95	26643,814	7231,158	0,627
ET3	EX	Bottom	0	2195,04	0,2	20469,713	0,937	13485,977
ET3	EY	Bottom	0	0,2	2225,45	36701,564	13768,796	1,18
ET2	EX	Bottom	0	2647,75	0,25	24916,709	1,659	21230,277
ET2	EY	Bottom	0	0,24	2678,05	44537,652	21520,497	1,866
ET1	EX	Bottom	0	3063,94	0,29	28684,506	2,496	30042,316
ET1	EY	Bottom	0	0,28	3113,85	52273,285	30349,717	2,678
RDC	EX	Bottom	0	3260,78	0,31	30968,838	3,687	42667,873
RDC	EY	Bottom	0	0,31	3328,17	56283,479	43106,653	3,847

Figure V.2 : Effort tranchant donné par logiciel

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

$V_x \text{ dyn} = 3260,78 \text{ KN}$

$V_y \text{ dyn} = 3328,17 \text{ KN}$

La comparaison des efforts tranchants obtenue par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$\left. \begin{array}{l} V_{x \text{ statique}} = 2463,75 \text{ KN} \\ V_{y \text{ statique}} = 2463,75 \text{ KN} \end{array} \right\} 0,8V_x = 0,8V_y = 0,8 \times 2463,75 = 1971 \text{ KN}$$

$V_x \text{ dyn} = 3260,78 \text{ KN} > 0,8V_x = 1971 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

$V_y \text{ dyn} = 3328,17 \text{ KN} > 0,8V_y = 1971 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

V-3-3- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

(Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

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

B_c : l'aire de béton (section brute).

f_{c28} : résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau Suivant ci – dessous :

poteaux	$N_d(KN)$	$B(cm)$	$f_{c28}(KN/cm^2)$	V	observation
45x45	1514,58	2025	2,5	0,30	$0,3 \leq 0,3$ CV
40x40	569,76	1600	2,5	0,14	$0,14 \leq 0,3$ CV
35x35	234,91	1225	2,5	0,076	$0,076 \leq 0,3$ CV

Tableau V.4 : vérification de l'effort normal aux niveaux des poteaux

V-3-4- Vérification de l'excentricité:

D'après le **RPA99/version2003(Art4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle égale $\pm 0,05L_{max}$.

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que: / $C_M - C_R \leq 5\%L$

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur les tableaux suivants :

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que : / $C_M - C_R \leq 5\%L_x$ avec $L_x=30m$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5%LX	observation
RDC	D1	14,798	14,8	0,002	1,5	CV
ET1	D2	14,799	14,799	0	1,5	CV
ET2	D3	14,8	14,798	-0,002	1,5	CV
ET3	D4	14,8	14,797	-0,003	1,5	CV
ET4	D5	14,8	14,796	-0,004	1,5	CV
ET5	D6	14,787	14,794	0,007	1,5	CV

Tableau V.5 : la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Suivant le sens y-y :

On doit vérifier que : $C_M \cdot C_R \leq 5\% L_x$ avec $L_x = 30m$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5%Lx	observation
RDC	D1	9,812	10,235	0,423	1,5	CV
ET1	D2	9,269	10,183	0,914	1,5	CV
ET2	D3	9,161	10,184	1,023	1,5	CV
ET3	D4	9,164	10,19	1,026	1,5	CV
ET4	D5	9,166	10,199	1,033	1,5	CV
ET5	D6	9,224	10,211	0,987	1,5	CV

Tableau V.6: la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

V.3.5. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,518978	70,3202	0,0000	0,0000	70,3202	0,0000	0,0000	0,000
2	0,439220	0,0000	71,1166	0,0000	70,3202	71,1166	0,0000	97,804
3	0,382774	1,3881	0,0000	0,0000	71,7083	71,1166	0,0000	0,000
4	0,119878	19,8553	0,0000	0,0000	91,5636	71,1166	0,0000	0,000
5	0,098287	0,0000	20,6714	0,0000	91,5636	91,7881	0,0000	1,865
6	0,084085	0,4780	0,0000	0,0000	92,0416	91,7881	0,0000	0,000
7	0,050597	4,8972	0,0000	0,0000	96,9388	91,7881	0,0000	0,000
8	0,040915	0,0000	5,0637	0,0000	96,9388	96,8518	0,0000	0,251
9	0,035309	0,2171	0,0000	0,0000	97,1558	96,8518	0,0000	0,000
10	0,029589	1,8351	0,0000	0,0000	98,9909	96,8518	0,0000	0,000
11	0,023556	0,0000	2,0034	0,0000	98,9909	98,8552	0,0000	0,051
12	0,022220	0,8853	0,0000	0,0000	99,8762	98,8552	0,0000	0,000
13	0,020633	0,0003	0,0000	0,0000	99,8765	98,8552	0,0000	0,000
14	0,018421	0,1099	0,0000	0,0000	99,9864	98,8552	0,0000	0,000
15	0,017191	0,0000	0,9900	0,0000	99,9864	99,8452	0,0000	0,022
16	0,015810	0,0115	0,0000	0,0000	99,9978	99,8452	0,0000	0,000
17	0,013972	0,0000	0,1548	0,0000	99,9978	100,0000	0,0000	0,002
18	0,013268	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,000

Figure V.3 : pourcentage de participation de la masse modale.

- ❖ On doit retenir les 3 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99), donc la condition est vérifiée.

V.3.6. Justification du système de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS en suivant les étapes :

a) Charges horizontales reprise avec les voiles :

display → show table → comb ELU → building output → building shears
 → ok → draw → draw section cut → faire le ligne à la base →

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30,1526	0
End Point	-0,4862	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,8332	1,4155	0,	179,6271

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3260,7089	21,3851	5,041E-05	0,	0,	0,
Moment	279,0894	42583,874	26427,5641	0,	0,	0,

Close Refresh

On désactive (floors, beams, braces, columns, ramps) puis on clique sur (refresh)

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30,1526	0
End Point	-0,4862	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,8332	1,4155	0,	179,6271

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3055,1392	20,0413	0,15	0,	0,	0,
Moment	135,1122	20484,8126	24877,12	0,	0,	0,

Close Refresh

display → show table → comb Ex → building output → building shears

→ ok → draw → draw section cut → faire le ligne à la base

	Forces reprises par les voiles et portiques		Forces reprise par les voiles		Forces reprises par les portiques	
Unités	KN	%	KN	%	KN	%
Sens Ex	3260.77	100	3055.14	94	205.63	6
Sens Ey	3327.85	100	3183.6	96	144.25	4
ELU	45687.24	100	16731.22	37	28956.02	63

Tableau V.6 : Récapitulation des résultats.

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point: X=30,1526, Y=0
End Point: X=-0,4862, Y=0

Resultant Force Location and Angle

X=14,8332, Y=1,4155, Z=0, Angle=179,6271

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3055,1392	20,0413	0,15	0,	0,	0,
Moment	135,1122	20484,8126	24877,12	0,	0,	0,

Close Refresh

Conclusion :

Les voiles représentent (37% > 20%) de charge verticales ; donc R=3,5 (voile porteur)

V.3.7. vérification des déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** : $\Delta K = R \delta_k$

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

Sens X-X et sens Y-Y

Story	δx (m)	R	δk (m)	$\delta k - \delta k_{-1}$ (m)	δy (m)	$\delta k - \delta k_{-1}$ (m)	h_e (m)	1% h_e	obs
ET5	0.0121	5	0,0605	0,0115	0,0088	0,014	3,06	0,0306	CV
ET4	0.0098	5	0,049	0,0125	0,006	0,0035	3,06	0,0306	CV
ET3	0.0073	5	0,0365	0,0115	0,0053	0,009	3,06	0,0306	CV
ET2	0.005	5	0,025	0,011	0,0035	0,0075	3,06	0,0306	CV
ET1	0.0028	5	0,014	0,0085	0,002	0,006	3,06	0,0306	CV
RDC	0.0011	5	0,0055	0,0055	0,0008	0,004	4,08	0,0408	CV

Tableau V.8 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x et E_y .

V-3-8- : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à

tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

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

Suivant E_x et E_y :

Niveau	P_k (KN)	h_k (cm)	Sens longitudinale (X)			Sens transversal (Y)		
			Δ_k (cm)	V_x (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_y (KN)	θ
ET5	3643,28	306	1,15	735,06	0,019	1,4	773,25	0,022
ET4	9235,54	306	1,25	1585,04	0,024	0,35	1627,95	0,006
ET3	14965,5	306	1,15	2195,04	0,026	0,9	2225,45	0,02
ET2	20695,46	306	1,1	2647,75	0,028	0,75	2678,05	0,019
ET1	28054,4	306	0,85	3063,94	0,025	0,6	3113,85	0,018
RDC	34159,04	408	0,55	3260,78	0,014	0,4	3328,17	0,010

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA99 : $\theta < 0,10$ donc **l'effet du second ordre est négligé.**

Conclusion générale :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs est vérifié.
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- l'effet P- Δ du 2^o ordre est vérifié.

➤ Donc d'après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS. On peut passer aux ferrailages des éléments porteurs.

VI.I. Poteaux**VI.I.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.0), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VI-1-2-Hypothese de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

❖ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » [BAEL 91]

$1,35G + 1,5Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

❖ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 [Version2003]

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$.

- En procédant à des vérifications à l'ELS, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton armé			Acier		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1,5	400	400

Tableau VI.1.1: Les caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.1.3. Recommandation du RPA2003 :**a) Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de $\Phi=12$ mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

Pourcentage total maximum : Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement).

Pourcentage total minimum : Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% bh$). (Zone II_a)

Etages	Section des poteaux(cm ²)	A_{min} (cm ²) Zone II _a	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) Zone recouvrement
RDC ; ET1	Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
ET2 ; ET3	Poteaux 40*40	12,8	64	96
ET4 ; ET5	Poteaux 35*35	9,8	49	73,5

Tableau VI.1.2 : les sections des armatures longitudinales.

V.I.4. Ferraillage des poteaux :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau pour chaque zone des zones suivantes :

Zone 1 : RDC et premier étage (poteau 45x45)

Zone 2 : deuxième et troisième étage (poteau 40x40)

Zone 3 : quatrième et cinquième étage (poteau 35x35)

1. calcul des armatures à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (compression ou traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section entièrement comprimée (SEC)

➤ **Section partiellement comprimée : (S.P.C)**• **Calcul du centre de pression**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot fbc \end{array} \right.$$

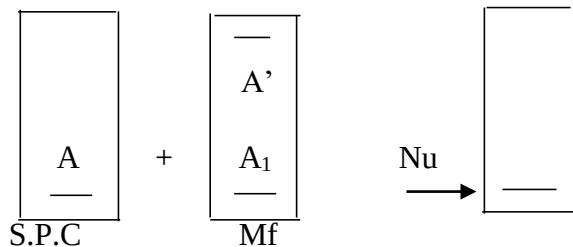


Figure V.1.1 : Section d'un poteau SPC.

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

M_f : moment fictif

• **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots$ Section est doublement armée.

Et on calcul: $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

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

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

➤ Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < Nu \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont : $A_l = \frac{Nu - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$; $A = 0$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa)} \quad M \text{ en (N.m)}$$

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

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{Mu - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

✓ **Remarque :**

Si : $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

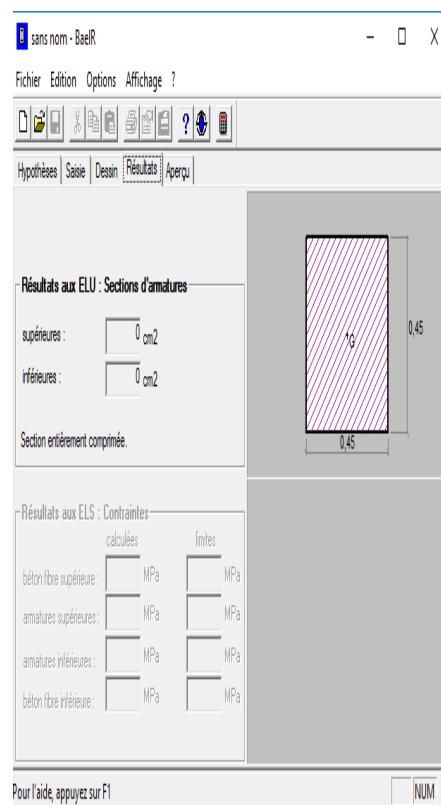
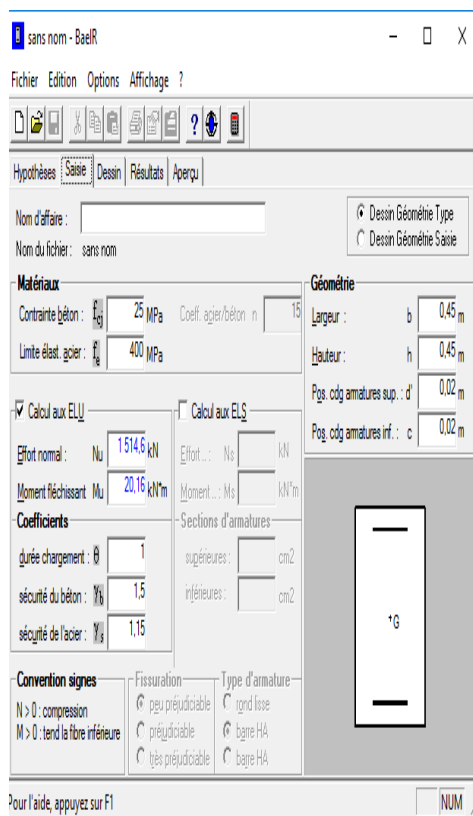
B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

IV.3. calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Exemple du calcul avec SOCOTEX :



VI.4. Calcul de ferraillage : (flexion composée)

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau VI.1.3) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

Section	sollicit	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Obse	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	Choix	A _{adopt}
Zone I 45x45	N _{max} -M _{cor}	1514,58	20,156	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA14	18,71
	N _{min} -M _{cor}	890,38	-59,47	SEC	0	0			
	N _{cor} -M _{max}	-738,83	-59,478	SEC	0	0			
Zone II 40x40	N _{max} -M _{cor}	-729,72	-9,621	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	N _{min} -M _{cor}	285,62	4,19	SEC	0	0			
	N _{cor} -M _{max}	-316,07	-45,487	SEC	0	0			
Zone III 35x35	N _{max} -M _{cor}	-310,61	-10,932	SEC	0	0	9,8	4HA14+4HA14	12,3
	N _{min} -M _{cor}	-31,86	-0,411	SEC	0	0			
	N _{cor} -M _{max}	-19,18	39,321	SEC	0	0			

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU.

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :**Les armatures transversales :****1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) Espacement des armatures transversales :**Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = \{15 \times 1,4\} = 21 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1,4\} = \min\{15; 14\} = 14 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_1$

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

poteau	hauteur	L_f	λ_g	λ_g	$A_t^{\min}$	A_{adopte}	Observation
45x45	4,08	2,856	6,35	$\lambda_g \geq 5$	1,35	2,01	condition vérifiée
40x40	3,06	2,142	5,35	$\lambda_g \geq 5$	1,8	2,01	condition vérifiée
35x35	3,06	2,142	6,12	$\lambda_g \geq 5$	1,57	2,01	condition vérifiée

Tableau VI.1.4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

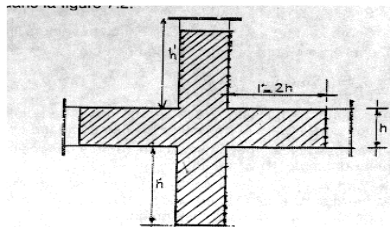


Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

hps=30cm

	H	h'
Poteau (45x45)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-30}{6}; 45; 45; 60 \right) = 63 \text{ cm}$
Poteau (40x40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35x35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.5: Détermination de la zone nodale.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$ Pour : $\Phi=14$ donc $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$

Poteau	he	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	Tu	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$	obs
45x45	4,08	0,45	6,35	0,43	35,39	0,018	1,875	CV
40x40	3,06	0,40	5,35	0,38	29,92	0,019	1,875	CV
35x35	3,06	0,35	6,12	0,33	28,4	0,025	1,875	CV

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes tangentielles.

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

2- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Section	Amin (cm ²)	Aadoptée	Obs
45x45	2,33	18,71	cv
40x40	1,835	14,19	cv
35x35	1,39	12,31	cv

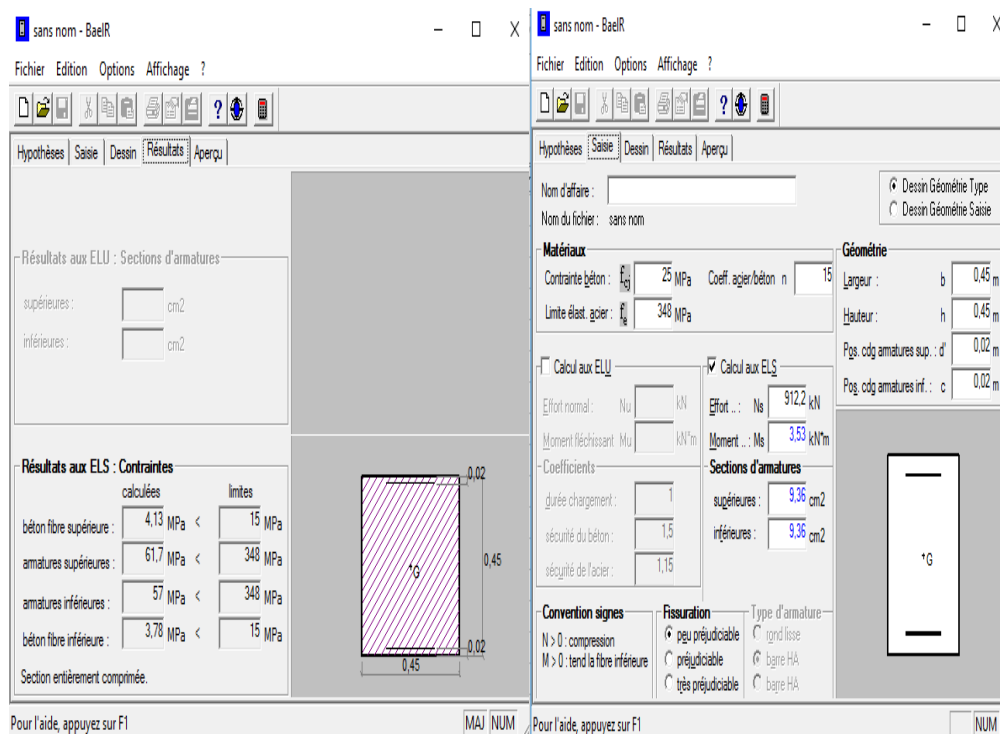
VI.1.6. Vérifications à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

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

✓ A l'aide du logiciel SOCOTEC on a tiré les valeurs des contraintes du béton et l'acier afin de les vérifier aux contraintes admissibles.



Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

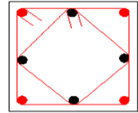
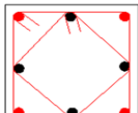
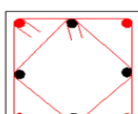
Zone	sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	A	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	$\bar{\sigma}_{st}$	obs
Zone I 45x45	$N_{max}-M_{cor}$	-912.2	3.528	18.71	4.13	3.78	15	61.7	57	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-46.74	13.956		1.08	0		14.6	-17.7		CV
	$N_{cor}-M_{max}$	-509.08	39.953		4.16	0.25		59.8	0.25		CV
Zone II 40x40	$N_{max}-M_{cor}$	-540.69	-3.957	14.19	2.7	3.26	15	41	48.5	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-55.76	-3.495		0.06	0.56		1.27	7.96		CV
	$N_{cor}-M_{max}$	-265.82	24.281		3.2	0		45.4	-1.74		CV
Zone III 35x35	$N_{max}-M_{cor}$	-230.15	-4.388	12.31	1.18	2.09	15	18.5	30.5	348	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-6.33	-0.254		0.02	0.07		0.33	1.02		CV
	$N_{cor}-M_{max}$	-57.43	20.072		3.16	0		40.3	-68.3		CV

Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Ferraillage des poteaux :

Section	Les armatures longitudinales	Les armatures transversales	Schémas
45x45	4HA20 + 4HA14	4HA8	
40x40	4HA16 + 4HA14	4HA8	
35x35	4HA14 + 4HA14	4HA8	

VI.II. Poutres :**VI.2.1. introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres (principales et secondaires), après détermination des sollicitations (N, T, M), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par BAEL99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$*1.35G+1.5Q \quad (\text{l'ELU})$$

$$*G+Q \quad (\text{l'ELS})$$

$$*G+Q\pm E \quad (\text{RPA99révisé2003})$$

$$*0.8G\pm E \quad (\text{RPA99révisé2003})$$

V.2.2. Recommandations du RPA99/ version 2003 :**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

1) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante. 6% en zone de recouvrement.

3) La longueur minimale de recouvrement est de : $\emptyset$ en zone IIa

4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

5) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

	0.5%bh	4%bh	6%bh
Poutres principales (25x35)	4,375	35	52,5
Poutres secondaires (25x30)	3,75	30	45

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

1) La qualité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 S_t \cdot b$

2) L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \text{ (zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

avec : $\emptyset$: le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

3) Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Etape de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$

Pour les aciers FeE400

- Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)
- Si $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée

❖ 1er cas : Section simplement armée ($A_s' = 0$).

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

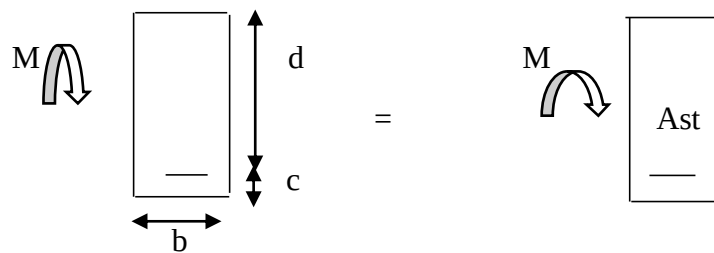


Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

❖ 2ème cas : Section doublement armée :

$$M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_f \quad \text{avec} \quad \Delta M \leq 40\% M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \quad \text{avec} \quad A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

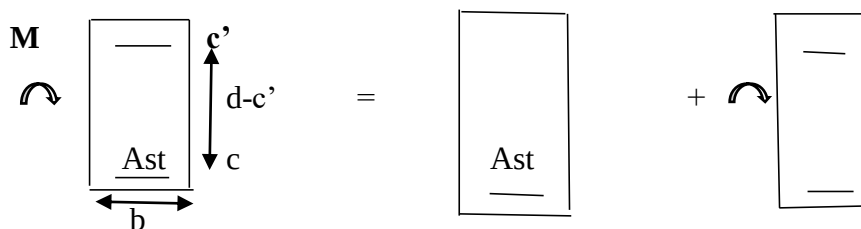


Figure VI.2.2. : Disposition des armatures S.D.A.

Ferraillage des poutres et sollicitation :

a) Les sollicitations du calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus favorables sont extraites directement de logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau :

		Mu (KN.m)	Vu (KN)
Poutre principale	En travées	53,304	129,33
	Aux appuis	-89,235	
Poutre secondaire	En travées	45,429	67,47
	Aux appuis	-66,564	

Tableau VI.2.1 Sollicitations dans les poutres.

b) Ferraillages des poutres principales (bxh)=(25x35):**Armatures longitudinales :****En travée :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53,304 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,33^2 \times 14,2} = 0,138 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0,925$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53,304 \times 10^3}{0,925 \times 33 \times 348} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{89,235 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,33^2 \times 14,2} = 0,230 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0,867$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{89,235 \times 10^3}{0,867 \times 33 \times 348} = 8,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 /2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0,5 \times 25 \times 35}{100} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 25 \times 35}{100} = 35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = \frac{6 \times 25 \times 35}{100} = 52,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité :(Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à Amin.

a) Ferraillages des poutres secondaires (bxh) =(25x30):**Armatures longitudinales :****En travée :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45,429 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0,910$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45,429 \times 10^3}{0,910 \times 28 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.564 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0,240 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA}) \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.861$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66.564 \times 10^3}{0.861 \times 28 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 8.28 \text{ cm}^2$$

Poucentage exigé par RPA99 /2003 :

$$A_{min} = 0.5\%bh = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = \frac{4 \times 25 \times 30}{100} = 30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%bh = \frac{6 \times 25 \times 30}{100} = 45 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{zone de recouvrement}$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à A_{min} .

Récapitulatif :

		Mu(KN.m)	As (cm ²)	Asadop (cm ²)	Ferraillage
Poutres principales	En travées	53.304	5.02	6.03	3HA16
	Aux appuis	89.235	8.96	9.42	3H16+3H12(chap)
Poutres secondaires	En travées	45.429	5.12	6.03	3H16
	Aux appuis	66.564	7.93	9.42	3H16+3H12(chap)

Tableau VI.2.2 : Récapitulatif ferraillage des poutres.

c) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1,3/BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \tau_u \longrightarrow \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d\Sigma u}$$

$$\tau_u = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec : Σu_i : la somme des périmètres utiles des barres tendues.

ψ_s : coefficient de scellement : $\psi_s = 1$ (Ronds Lisses)

$$\psi_s = 1,5 \text{ (Haute Adhérence)}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence limite ultime.

τ_u : contrainte admissible d'adhérence.

❖ Les poutres principales : $V_u^{max} = 129,33 \text{ KN}$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 16 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{129.33 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,89 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Les poutres secondaires : $V_{umax} = 67,47 \text{ KN}$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 16 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67.47 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,51 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ On remarque que pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

b) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\tau_e = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi: L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14: L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12: L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{on prend : } L_s = 43 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL (Art A .6.1,253/BAEL91)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour } \phi 16: L_c = 0,4 \times 57 = 22,8 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14: L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Pour Ø12 : $L_c = 0,4 \times 43 = 17,2 \text{ cm}$

c) L'influence de l'effort tranchant :

• **Sur béton : (Art A.5.1,313/BAEL91)**

$$\frac{2Vu}{0.9bd} \leq \frac{0.8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.15} = 17,39 \text{ MPa}$$

❖ **Poutres principales :**

$$\frac{2Vu}{0.9bd} = \frac{2 \times 129,33 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 330} = 3,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{2Vu}{0.9bd} \leq \frac{0.8fc_{28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\frac{2Vu}{0.9bd} = \frac{2 \times 67,47 \times 10^3}{0.9 \times 250 \times 280} = 2,14 \text{ MPa} \quad \frac{2Vu}{0.9bd} \leq \frac{0.8fc_{28}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier : (Art A.5.1,321/BAEL91)**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] \text{ avec } M_u : \text{ en valeur algébrique.}$$

Poutres principales :

$$A_{st} = \frac{1.15}{400} \left(129,33 + \frac{53.304}{0.9 \times 0.33} \right) = 0,89 \text{ cm}^2 ; A_{st} \text{ adopté} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{st} = \frac{1.15}{400} \left(67,47 + \frac{45,429}{0.9 \times 0.28} \right) = 0,71 \text{ cm}^2 ; A_{st} \text{ adopté} = 6,78 \text{ cm}^2$$

d) Vérification aux cisaillements : (Art 5.1.1BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec $T_{\max}$: effort tranchant max à l'ELU

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

Poutres	$T_{\max}(\text{KN})$	b (cm)	d (cm)	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Obs
Principales	129,33	25	33	1,567	3,33	Cv
Secondaires	67,47	25	28	0,964	3,33	Cv

Tableau VI.2.3 : vérification aux cisaillements.

Vérification à l'ELS :

a) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte admissible})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad (\text{Armatures adoptées à l'ELU.})$$

$$K_1 \text{ et } \beta_1: \text{coefficients tirés des tableaux en fonction de } \rho = \frac{100}{bd} A_s$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Poutres		Ms (KN.m)	As (cm²)	ρ	β	k ₁	σ_{st}	σ_{bc}	obs
Principales	En travée	38.152	6.03	0.731	0.876	25.32	262.28	10.358	CV
	Aux appuis	-57.047	6.03	0.731	0.876	25.32	391.789	15.473	CV
Secondaires	En travée	30.95	6.03	0.861	0.868	22.88	212.903	9.305	CV
	Aux appuis	-45.564	8.28	1.182	0.852	18.78	230.671	12.283	CV

Tableau VI.2.4 : vérification du ferraillage des poutres principales et secondaires l'ELS.

VI.3. Voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferraillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

❖ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91

$1,35G + 1,5Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

❖ Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 V2003

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$.

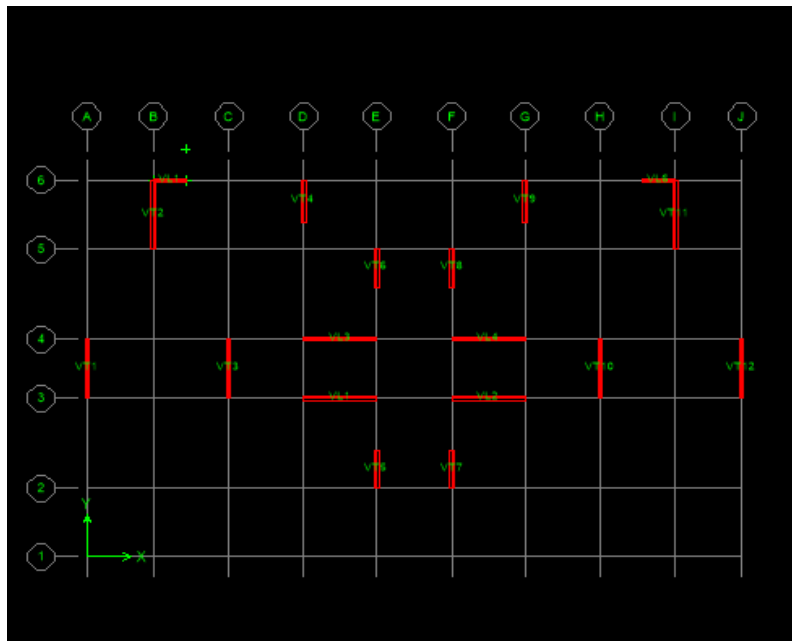


Figure VI.3.1: La numérotation des voiles dans l'ETABS

Ferraillages des voiles :

Leur ferraillage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC et 1^{er} étage.
- **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème} étage.

Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$
- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$

Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M).

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : section du béton. ($B = L_{\text{voile}} \cdot e$)

I : moment d'inertie du voile.

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée. ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

I: Moment d'inertie du voile

e : Épaisseur du voile

M : moment dans le voile ;

N : Effort normal dans le voile

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_C\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

✓ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : Épaisseur du voile.

$\sigma_1 ; \sigma_2$: Contraintes de compression

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

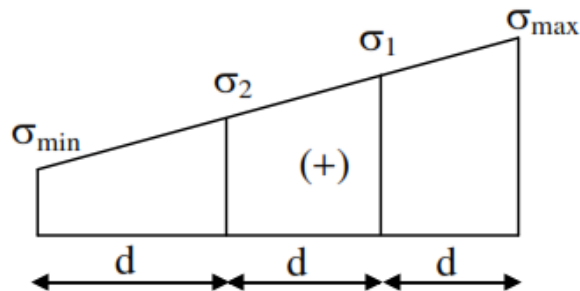


Figure VI.3.2: Section entièrement comprimée.

- **Section d'armature :**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Section du tronçon considéré.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ Situation Courante,

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$ Situation Accidentelle.

- **Armatures minimale (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99) :**

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$ Pour une longueur de la bande « d ».

$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$ Avec B : section du béton comprimé.

✓ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

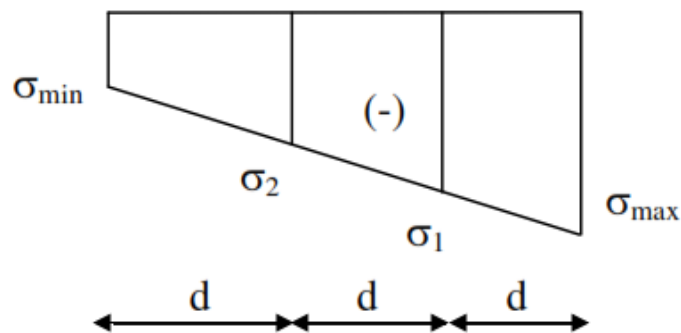


Figure VI.3.3 : Section entièrement tendue.

- **Section d'armature :**

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = N_i / \sigma_s$$

- **Armatures minimale:**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de fragilité (BAEL Art A4.2.1)}).$$

$$A_{min} \geq 0,002 B \quad (\text{Section min (RPA Art 7.7.4.1)}).$$

Avec : B : section du béton tendue.

✓ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

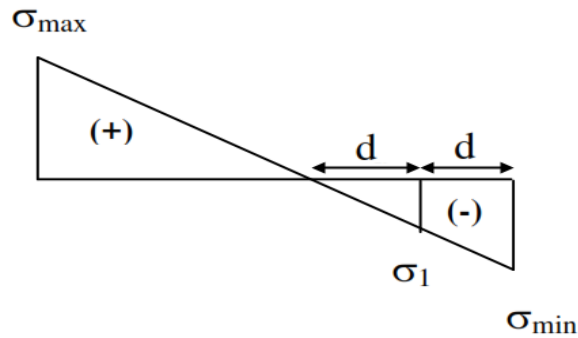


Figure VI.3.4: Section partiellement comprimée.

Remarque :

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

- Section d'armature :

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

VI.4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

✓ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10 $\emptyset$** et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99mod 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \} \text{BAEL 91 Modifiée 99}$$

Avec : A_V : Section d'armatures verticales.

B : Section de béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

✓ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

✓ Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ Armatures pour les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI.2.5. Disposition constructives :**✓ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

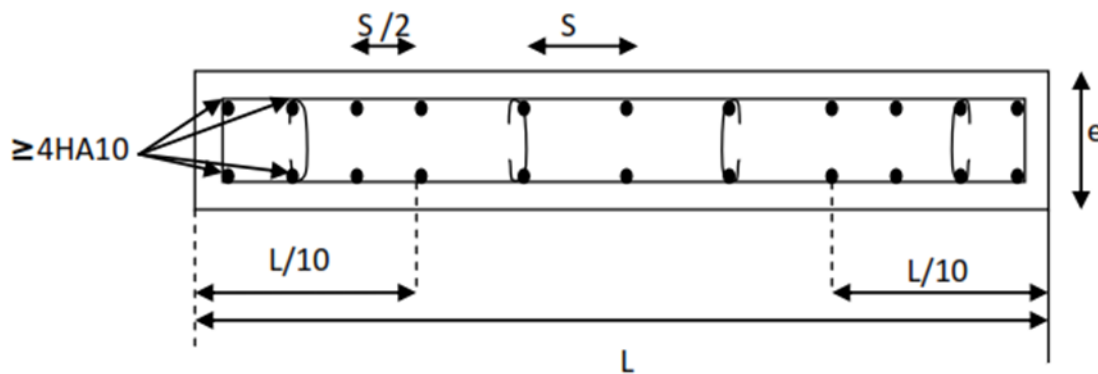


Figure VI.3.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de

l'épaisseur du voile. $\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$

VI.2.6. Vérification à l'ELS :**a) Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature.

b) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \overline{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec : b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

VI.2.7. Exemple de calcul :

Ferraillage de VT1 : Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal VT1, $L = 2,80$ m sur la zone 1.

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 2,80 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; B = 0,56 \text{ m}^2$$

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 3447,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6020,19 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ Sont de signes contraires donc on a une section partiellement comprimée (SPC).

c) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3447,71}{3447,71 + 6020,19} \times 2,80 = 1,02 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 2,80 - 1,02 = 1,78 \text{ m.}$$

d) Calcul « d » longueur de la bande :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2,04; 0,68) = 0,68 \text{ m}$$

e) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_{\min}) \times (L_t - d)}{l_t} = \frac{6020,19 \times (1,02 - 0,68)}{1,02} = 2006,73 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(6020,19 + 2006,73)}{2} \times 0,68 \times 0,2 = 545,83 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2006,73}{2} \times 0,68 \times 0,2 = 136,46 \text{ KN.}$$

f) Calcul des armatures :

➤ **Armatures verticales :**

$$1^{\text{ère}} \text{ bande: } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{545,83 \times 10}{348} = 15,68 \text{ cm}^2.$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande: } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{136,46 \times 10}{348} = 3,92 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 435,51}{400} \times 10 = \mathbf{16,76 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left(0,002 B ; \frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e} \right) \left. \begin{array}{l} A_{min} \geq \max(11,2; 7,14) \end{array} \right\} A_{min} = \mathbf{11,2 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15,68 + \frac{16,76}{4} = \mathbf{19,87 \text{ cm}^2}.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,92 + \frac{16,76}{4} = \mathbf{8,11 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Ferraillage adopté :**

	Section totale	Ferraillage adopté	Espacement
1 ^{ère} bande	$A_1 = 19,87$	$2 \times 5\text{HA}16 = 20,1 \text{ cm}^2$	20
2 ^{ème} bande	$A_2 = 8,11$	$2 \times 5\text{HA}16 = 20,1 \text{ cm}^2$	20

Tableau VI.3.1: Ferraillage adopté.

➤ **Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{40,2}{4} = \mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$

- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 280 = \mathbf{8,40 \text{ cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$

Soit : $14\text{HA}10 = \mathbf{10,98 \text{ cm}^2}$ / 1m de hauteur ; avec $S_H = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. ($4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$)

g) Vérifications :

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq (1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{1278,74 \times 10^3}{2800 \times 200 + 15 \times 40,2 \times 10^2} = 2,06 \text{ MPa.}$$

$\sigma_b = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 435,51 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2800} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

D'après le BEAL 91 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{435,51 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2800} = 0,86 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Les résultats des voiles (VT1 ; VT3; VT10; VT12) sont résumés dans les tableaux suivant :

	Zone			I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)2			2,80	2,80	2,80
	e (m)			0,2	0,2	0,2
	B (m²)			0,56	0,56	0,56
Sollicitation de calcul	σ _{max} (kN/m²)			3447,71	1544,17	1978,88
	σ _{min} (KN/m²)			-6020,19	-3181,84	-2408,6
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	Lc (m)			1,02	0,91	1,26
	Lt (m)			1,78	1,89	1,54
	d (m)			0,68	0,61	0,84
	σ ₁ (KN/m²)			2006,73	2154,89	1094,81
	N (KN)	N ₁ (KN)		545,83	325,54	294,29
		N ₂ (KN)		136,46	131,45	91,96
	Vu (KN)			435,51	286,82	163,69
	V̄ (KN)			609,71	401,55	229,16
	N _s (KN)			1278,74	841,46	410,74
Ferrailage	A _v (cm²)	A _{v1}		15,68	9,35	8,46
		A _{v2}		3,92	3,78	2,64
	A _{vj} (cm²)			16,76	11,04	6,30
	A (cm²)	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		19,87	12,11	10,03
		A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		8,11	6,54	4,21
	A _{min} (cm²)			11,2	11,2	11,2
	Choix des barres/nappe		bande1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14
			bande2	2x5HA16	2x5HA14	2x4HA14
	sections adoptées/nappe (cm2)		bande1	20,11	15,39	15,39
			bande2	20,11	15,39	15,39
	Espacement (cm)		bande1	20	20	20
			bande2	20	20	20
	A _h (cm²)			10,05	7,7	7,7
	choix des barres /ml/nappe			14HA10	10HA10	10HA10
	Section utilisée			10,98	7,85	7,85
	Espacement (cm)			25	25	25
	At			4 épingles de HA8/ml		
Vérification Des contraintes	contrainte	τ _b ⁻ = 5 MPa	τ _b	2,06	1,29	0,68
		τ _u ⁻ = 2,5 MPa	τ _u	0,86	0,57	0,32
	ELS	σ _b ⁻ =15 MPa	σ _b	2,12	1,43	0,70

Tableau VI.3.2: Ferrailage du voile transversal (L=2,80 m)

Les résultats des voiles (VL1;VL2 ;VL3 ; VL4) sont résumés dans les tableaux suivant :

Zone	I	II	III
------	---	----	-----

Caractéristiques géométriques	L (m)			3,3	3,3	3,3
	e (m)			0,2	0,2	0,2
	B (m²)			0,66	0,66	0,66
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)			4635,56	2237,52	2711,33
	$\sigma_{\min}$ (KN/m²)			-7834,97	-4272,11	-2949,07
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	Lc (m)			1 ,23	1,13	1,58
	Lt (m)			2,07	2,17	1,72
	d (m)			0,82	0,76	1,05
	σ_1 (KN/m²)			4744,737	2780,43	1474,535
	N (KN)	N ₁ (KN)		1028,72	533,31	380,28
		N ₂ (KN)		595,75	391,91	126,76
	Vu (KN)			848,75	611,16	366,11
	$\bar{V}$ (KN)			1188,25	855,624	512,554
	N _s (KN)			-1548,62	-913,34	-442,42
Ferrailage	A _v (cm²)	A _{v1}		25,72	13,33	9,51
		A _{v2}		14,89	9,8	3,17
	A _{vj} (cm²)			32,68	23,53	14 ,10
	A (cm²)	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		30 ,1	19,21	13,03
		A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		20,00	14,68	6,69
	A _{min} (cm²)			13,2	7,98	11,02
	Choix des barres/nappe		bande1	3x5HA16	3x5HA14	3x5HA14
			bande2	2x5HA16	2x5HA14	5HA14
	sections adoptées/nappe (cm2)		bande1	30,45	20,11	20,11
			bande2	20,10	15,4	7,70
	Espacement (cm)		bande1	20	20	20
			bande2	20	20	20
	A _h (cm²)			12,64	8,9	7 ,00
	choix des barres /ml/nappe			2x9HA10	2x6HA10	10HA10
	Section utilisée			14,12	9,42	7,85
	Espacement (cm)			25	25	25
At			4 épingles de HA8/ml			
Vérification Des contraintes	contrainte	$\bar{\tau}_b$ = 5 MPa	τ_b	2	1,44	0,86
		$\bar{\tau}_u$ = 2,5 MPa	τ_u	1,43	1,03	0,61
	ELS	$\bar{\sigma}_b$ =15 MPa	σ_b	2,10	1,28	0,63

Tableau VI.3.3: Ferraillage du voile longitudinale (L=3,30 m)

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

VII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Économie
- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.2. Fondations :

VII.2.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

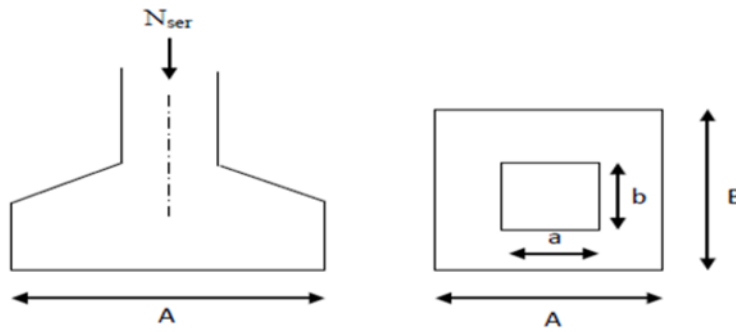


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée

Exemple :

$$N_{ser} = 908,87 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = \frac{200 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{908,87}{200}} \Rightarrow B = 2,13 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes :

VII.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile $\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sous voiles :**

Voiles	Ni (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m²]
VL1	1053,95	3,3	1,6	4x5,28=21,12
VL2	677,77	1,5	2,26	2x3,39=6,78
VL3	1151,16	2,8	2,06	4x5,768=23,07
VL4	677,77	3,25	1,04	2x3,38=6,76
VL5	573,35	2	1,43	2x2,86=5,72
VL6	644,18	1,8	1,79	4x3,22=12,88
La somme				76,31

Tableau VII.1 : résultats des surfaces revenant aux voiles

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 76,31 \text{ m}^2$

VII.2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a. Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{1}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec : L est la distance entre nus des poteaux

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Poteaux	N=G+Q [KN]	M[KN.m]	e _i	N × e _i
C10	502,86	-2,173	-5 ,65	-2841,16
C11	859,66	-12,904	-1,4	-1203,52
C12	1151,16	3,051	-1,85	-2129,65
C13	1052	-4,431	1 ,85	1946,2
C43	908,87	3,316	1,4	1272,42
C51	543,89	4,091	5,65	3072,98
La somme	5018,44	-4,704		

Tableau VII.2 : résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 5018,44 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R} = \frac{5018,44 - 4,704}{5018,44} = 0,99$$

Donc l'excentricité $e = 1 \text{ m}$

c. Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 1 \leq \frac{19,15}{6} = 3,19 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{5018,44}{19,15} \left(1 + \frac{6 \times 1}{19,15} \right) = 344,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5018,15}{19,15} \left(1 - \frac{6 \times 1}{19,15} \right) = 179,95 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5018,15}{19,15} \left(1 + \frac{3 \times 1}{19,15} \right) = 303,09 \text{ KN/ml}$$

d. Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{303,09}{200} = 1,5 \text{ m}$$

On opte pour $B = 1,5 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 1,5 \times 20,10 \times 10 = 301,5 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 76,3 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 301,5 + 76,3 = 377,8 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{bat} = 20,10 \times 30 = 603 \text{ m}^2$

$$\text{Calcul du rapport : } \frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{377,8}{603} = 62,65\%$$

Remarque :

La surface totale des semelles représente 62,65% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte le radier général.

VII.2.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VII.2.3. Le radier :

- Est rigide en son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Facilite le coffrage,
- Est exécutable rapidement,
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire

Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,25 \text{ m}$$

$$53,12 \text{ cm} \leq h \leq 85 \text{ cm} \quad .$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

Sous poteau : la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{4,25}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

a. Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,25\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10818,86}\right)} = 0,84 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } h_n = 100 \text{ cm.}$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

b. Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{425}{50} = 8,5 \text{ cm} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{425}{40} = 10,62 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de $h_{dalle\ flottante} = 10cm$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h = 100\text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b = 55\text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h = 40\text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante de $h_{dalle\ flottante} = 10cm$

VII.2.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

a. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente $G_t = 34183,93KN$

Charge d'exploitation $Q_t = 2086,89KN$

Combinaison d'actions

- A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 49278,64\text{ KN}$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 36270,82\text{ KN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

- A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{49278,64}{266} = 185,26\text{ m}^2$
- A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{36270,82}{200} = 181,35\text{ m}^2$

$$S_{bat}=574,5\text{m}^2$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = 185,26\text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (D'après les règles BAEL).

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max(50; 30cm)$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{debord}(L_x + L_y) \times 2) = 574,5 + (0.5 \times (30 + 19,15) \times 2) = 623,65\text{ m}^2$$

Charge permanente :

• Poids du radier :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalle\ flottante}$$

• Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 623,65 \times 0,4 \times 25 = 6236,5 \text{ KN}$$

• Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_{ner} = 0,55 \times (1 - 0,4) \times 30 \times 6 \times 25 + (0,55(1 - 0,4) \times 19,15 \times 10 \times 25)$$

$$P_{ner} = 3064,87 \text{ KN}$$

• Poids de T.V.O :

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{ner} = (b_n \times L_x \times n) + (b_n \times L_x \times m)$$

$$S_{ner} = (0,55 \times 30 \times 6) + (0,55 \times 19,15 \times 10) = 204,325 \text{ m}^2$$

$$S_{ner} = 204,325 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (623,65 - 204,325) \times (1 - 0,40) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 4277,11 \text{ KN}$$

• Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$$

$$P_{df} = 623,65 \times 0,10 \times 25 \rightarrow P_{df} = 1559,12 \text{ KN}$$

Poids total du radier :

$$G_{rad} = 6236,5 + 3064,87 + 4277,11 + 1559,12$$

$$G_{rad} = 15137,6 \text{ KN}$$

• Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 2086,89 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 3,5 \times S_{rad} = 3,5 \times 623,65 = 2182,77 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 15137,6 + 34183,93$$

$$G_{tot} = 49321,53 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 2086,89 + 2182,77$$

$$Q_{tot} = 4269,66 \text{ KN}$$

Combinaisons d'action :

- **A l'ELU :**

$$1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(49321,53) + 1,5(4269,66) = 72988,55[\text{KN}]$$

$$N_u = 72988,55 [\text{KN}]$$

- **A l'ELS :**

$$G + Q = 49321,53 + 4269,66 = 53591,19[\text{KN}]$$

$$N_s = 53591,19 [\text{KN}]$$

VII.2.3.3. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

Avec : $b=100[\text{cm}]$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 [\text{cm}]$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53591,19 \times 1}{623,65} \times \frac{4,25}{2} = 182,6[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{182,6}{1000 \times 0,36} = 0,51[\text{MPa}] \leq \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{KN}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15 [\text{m}]$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,57 [\text{m}]$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 17556,84[m^4] .$$

$$I_{YY} = 43087,5 [m^4] .$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

T_0 :Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

h :Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

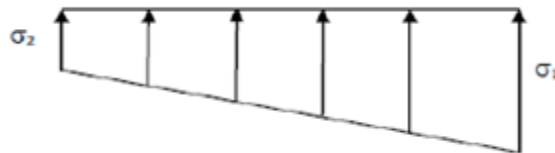


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes du sol

Avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- **A l'ELU :** $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A l'ELS :** $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$N_u = 72988,55[KN] , \quad N_s = 53591,19 [KN]$$

Sens longitudinal :

- **ELU :**

$$M = 42945,425 + (3280,22 \times 1) = 46225,645 [KN.m]$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{72988,55}{623,65} + \frac{42945,425 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 131,98 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{72988,55}{623,65} - \frac{42945,425 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 102,08 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(131,98) + 102,08}{4} = 124,51 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 124,51 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53591,19}{623,65} + \frac{42945,425 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 100,88 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{53591,19}{623,65} - \frac{42945,425 \times 15}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 70,98 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(100,88) + 70,98}{4} = 113,76 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 93,405 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

• ELU :

$$M = 43426,475 + (3353,37 \times 1) = 46779,84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{72988,55}{623,65} + \frac{43426,475 \times 9,57}{43087,5}$$

$$\sigma_1 = 126,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{72988,55}{623,65} - \frac{43426,475 \times 9,57}{43087,5}$$

$$\sigma_2 = 107,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(126,68) + 107,39}{4} = 121,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121,86 \text{ [KN/m}^2] \leq 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53591,19}{623,65} + \frac{43426,475 \times 9,57}{17556,84}$$

$$\sigma_1 = 109,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{53591,19}{623,65} - \frac{43426,475 \times 9,57}{17556,84}$$

$$\sigma_2 = 62,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(109,60) + 62,26}{4} = 97,76 \text{ [KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 97,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

c. Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times e_h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

d. Vérification pour les poteaux :

$N_u = 1151,16 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5,8 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN}$$

$N_u = 1151,16 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

e. Vérification pour les voiles :

$N_u = 1151,16 [\text{KN}]$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 1151,16 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.2.3.4. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a. Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU :** $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 124,51 - \frac{15137,6}{623,65} = 100,24 \text{ KN/m}^2$
- **ELS :** $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 97,76 - \frac{15137,6}{623,65} = 73,49 \text{ KN/m}^2$

Panneau de dimension :

$$L_x = 3,4 \text{ m}$$

$$L_y = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,4}{4,25} = 0,8$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

a. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$q_u = 100,24 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0565 \times 100,24 \times 3,4^2 = 65,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,595 \times 65,47 = 38,95 \text{ KN.m}$$

- **Sens XX :**

Moment en travées : $M_{utx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 65,47 = 49,10 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis : $M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 65,47 = 32,73 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,10}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,10 \times 10^2}{0,988 \times 38 \times 34,8} = 3,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **3HA14 = 4,62 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,73}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,73 \times 10^2}{0,992 \times 38 \times 34,8} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

- **Sens YY :**

Moment en travées :

$$M_{uty} = 0,75 \times M_{0y} = 0,75 \times 38,95 = 29,21 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 38,95 = 19,48 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,21}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,21 \times 10^2}{0,993 \times 38 \times 34,8} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **7HA12 = 7,92 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,48}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,48 \times 10^2}{0,995 \times 38 \times 34,8} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **7HA12 = 7,92 [cm²]** avec un espacement **s_t = 15 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferraillage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	49,10	0,024	SSA	0,988	3,76	7HA14	10,77	15
	Appuis	32,73	0,016	SSA	0,992	2,5	7HA12	7,92	15
l_y	Travée	29,21	0,014	SSA	0,993	2,22	7HA12	7,92	15
	Appuis	19,48	0,010	SSA	0,995	1,48	7HA12	7,92	15

Tableau VII.3 : Ferraillage du radier

VII.2.3.5. Vérification à l'ELU:

a. Vérification de la condition de non fragilité :

➤ Sens l_x :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,8}{2} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uax} = 4,52 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 4,62 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uty} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uay} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33 \text{ cm}\}$$

$$15[\text{cm}] \leq 33 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{160; 45 \text{ cm}\}$$

$$15 [\text{cm}] \leq 45 \text{ cm}$$

VII.2.3.6. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{array} \right.$$

$$q_s = 73,49 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0623 \times 73,49 \times 3,4^2 = 52,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,710 \times 52,93 = 37,58 \text{ KN.m}$$

a. Moment en travées :

$$\text{Sens X-X : } M_{stx} = 0,75 \times 52,93 = 39,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{sty} = 0,75 \times 37,58 = 28,18 \text{ KN.m}$$

b. Moment aux appuis :

$$\text{Sens X-X : } M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 52,93 = 26,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 37,58 = 18,79 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	Obs
l_x	Appuis	26,46	10,77	0,118	0,943	72,72	68,56	0,94	15	CV
	Travée	39,7	7,92	0,122	0,942	71,71	140,03	1,95		CV
l_y	Appuis	18,79	7,92	0,089	0,950	85	67,72	0,8		CV
	Travée	28,18	7,92	0,089	0,950	85	98,56	1,16		CV

Tableau VII.4 : vérification des contraintes dans le béton

Ferraillage du débord :

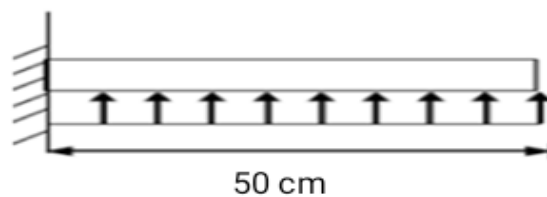


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

a. Sollicitation du calcul :

- A L'ELU : $q_u = 100,24 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{100,24 \times 0,5^2}{2} = 12,53 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS : $q_s = 73,49 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{73,49 \times 0,5^2}{2} = 9,19 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 38 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,53}{1 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,53 \times 10^2}{0,997 \times 38 \times 34,8} = 0,950 \text{ cm}^2]$$

On adopte : $\frac{5HA12}{ml} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{ml}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 > A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \rightarrow 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

d. Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 38} = 0,149 \rightarrow \beta_1 = 0,936 \rightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,19 \times 10^6}{0,936 \times 380 \times 565} = 45,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 0,72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.2.3.8. Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

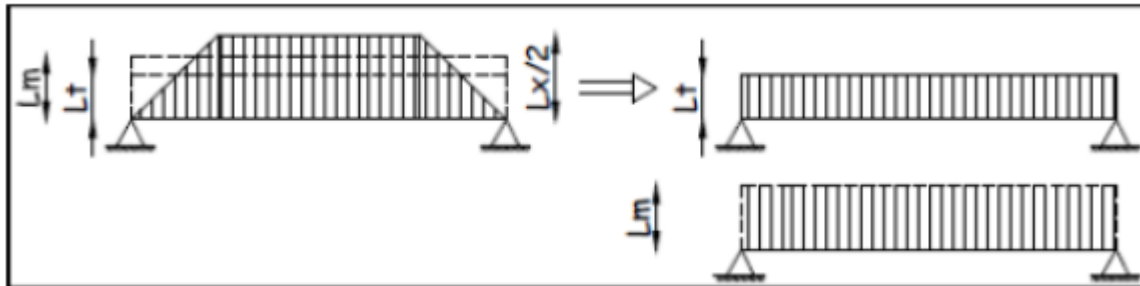


Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

➤ **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

• **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$

$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$

• **Pour les efforts tranchants :**

$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$

$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$

1. Détermination des charges :

• **A L'ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(124,51 - \frac{15137,6}{623,65} - \frac{3064,87}{204,325} \right) = 85,24 \text{ KN/m}^2$$

• **A L'ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left(97,76 - \frac{15137,6}{623,65} - \frac{3064,87}{204,325} \right) = 58,49 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	Q_{Ts} (KN/m)	$\sum Q_{Ts}$ (KN/m)
AB	1	3,4	3,25	1,05	Trapézoïdale	1,075	0,762	85,24	58,49	91,633	183,266	62,877	125,754	64,953	129,906	44,569	89,138
	2	3,4	3,25	1,05	Trapézoïdale	1,075	0,762	85,24	58,49	91,633		62,877		64,953		44,569	
BC	1	3,4	4,25	0,8	Trapézoïdale	1,337	1,156	85,24	58,49	113,966	227,932	78,201	156,402	98,537	197,074	67,614	135,228
	2	3,4	4,25	0,8	Trapézoïdale	1,337	1,156	85,24	58,49	113,966		78,201		98,537		67,614	
CD	1	3,4	2,8	1,21	Trapézoïdale	0,870	0,445	85,24	58,49	74,158	148,316	50,886	101,772	74,159	148,318	26,613	53,226
	2	3,4	2,8	1,21	Trapézoïdale	0,870	0,445	85,24	58,49	74,158		50,886		74,159		26,613	
DE	1	3,4	4,25	0,8	Trapézoïdale	1,337	1,156	85,24	58,49	113,966	227,932	78,201	156,402	98,537	197,074	67,614	135,228
	2	3,4	4,25	0,8	Trapézoïdale	1,337	1,156	85,24	58,49	113,966		78,201		98,537		67,614	
EF	1	3,4	3,25	1,05	Trapézoïdale	1,075	0,762	85,24	58,49	91,633	183,266	62,877	125,754	64,953	129,906	44,569	89,138
	2	3,4	3,25	1,05	Trapézoïdale	1,075	0,762	85,24	58,49	91,633		62,877		64,953		44,569	

Tableau VII.5: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

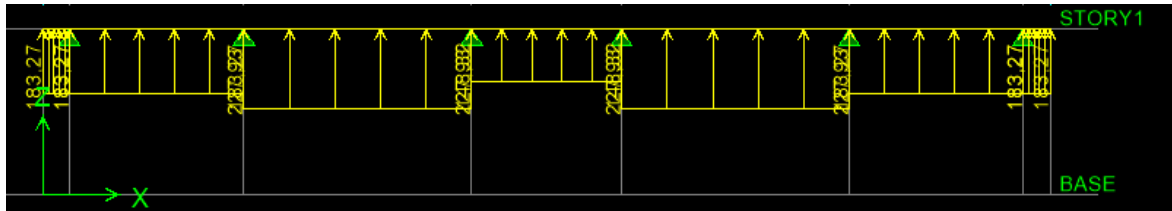
travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _{mu} (KN/m)	Σ P _m (KN/m)	P _{ms} (KN/m)	Σ P _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	Σ P _t (KN/m)	P _{ts} (KN/m)	Σ P _{ts} (KN/m)
AB	1	3	3.25	0.923	Trapézoïdale	1.074	0.861	85,24	58,49	91.548	198.183	62,818	135,989	73,392	169,372	50,36	116,22
	2	3	4.25	0.706	Trapézoïdale	1.251	1.126	85,24	58,49	106.635		73,171		95,980		65,86	
BC	1	3.4	3.25	1.046	Trapézoïdale	1.080	0.770	85,24	58,49	92.059	206.025	63,169	141,37	65,635	195,172	45,037	112,651
	2	3.4	4.25	0.8	Trapézoïdale	1.337	1.156	85,24	58,49	113.966		78,201		98,537		67,614	
CD	1	3.4	3.25	1.046	Trapézoïdale	1.080	0,770	85,24	58,49	92.059	206,025	63,169	141,37	65,635	164,172	45,037	112,651
	2	3.4	4.25	0.8	Trapézoïdale	1.337	1.156	85,24	58,49	113.966		78,201		98,537		67,614	
DE	1	3.3	3.25	1.015	Trapézoïdale	1.083	0.800	85,24	58,49	92.315	204,747	63,345	140,493	68,192	166,474	46,792	114,231
	2	3.3	4.25	0.776	Trapézoïdale	1.319	1.153	85,24	58,49	112.432		77,148		98,282		67,439	
EF	1	3.4	3.25	1.046	Trapézoïdale	1.080	0.770	85,24	58,49	92.059	206,025	63,169	141,37	56,635	155,172	45,037	112,651
	2	3.4	4.25	0.8	Trapézoïdale	1.337	1.156	85,24	58,49	113.966		78,201		98,537		67,614	
FG	1	3.3	3.25	1.015	Trapézoïdale	1.083	0.800	85,24	58,49	92.314	204,745	63,345	140,493	68,192	166,729	46,792	114,231
	2	3.3	4.25	0.776	Trapézoïdale	1.319	1.153	85,24	58,49	112.431		77,148		98,282		67,439	
GH	1	3.4	3.25	1.046	Trapézoïdale	1.080	0.770	85,24	58,49	92.059		63,169		65,635		45,037	

											206,025		141,37		164,172		112,651
	2	3.4	4.25	0.8	Trapézoïdale	1.337	1.156	85,24	58,49	113.966		78,201		98,537		67,614	
HI	1	3.4	3.25	1.046	Trapézoïdale	1.080	0.770	85,24	58,49	92.059		63,169		65 ,635		45,037	
	2	3.4	4.25	0.8	Trapézoïdale	1.337	1.156	85,24	58,49	113.966	206,025	78,201	141,37	98,537	164,172	67,614	112,651
IJ	1	3	3.25	0.923	Trapézoïdale	1.074	0.861	85,24	58,49	91.548		62,818		73,392		50,36	
	2	3	4.25	0.706	Trapézoïdale	1.251	1.126	85,24	58,49	106.635	198,183	73,171	135,989	95,980	169,372	65,86	116,22

Tableau VII.6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

➤ **Sens transversale :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



177

✓ ELS

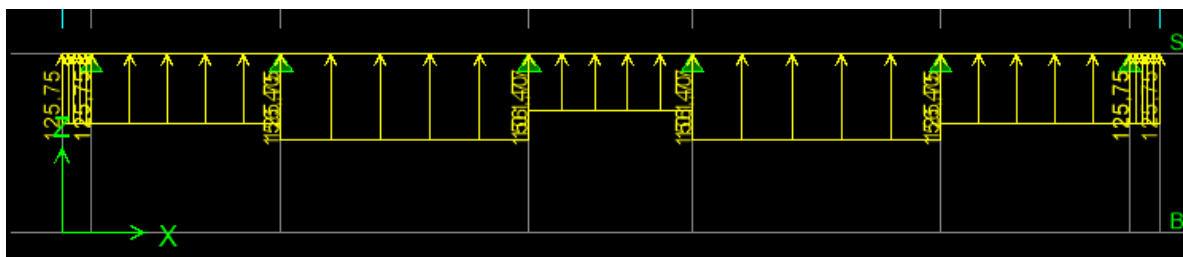


Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

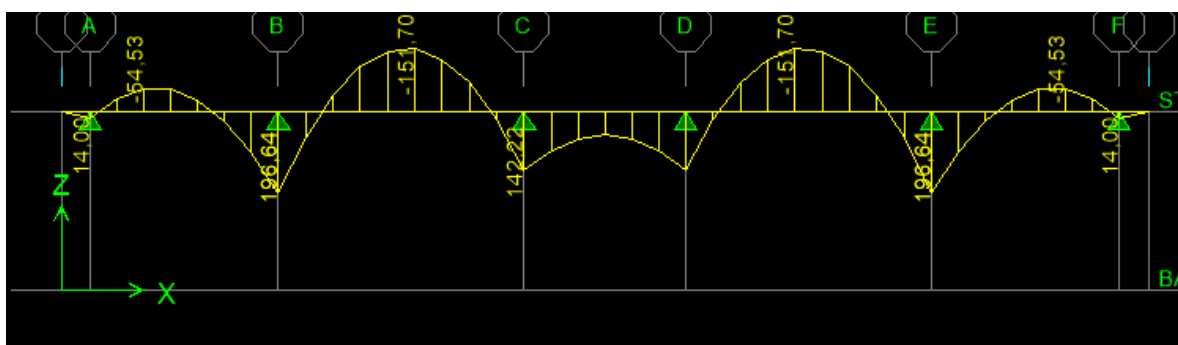


Figure VII.10: Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

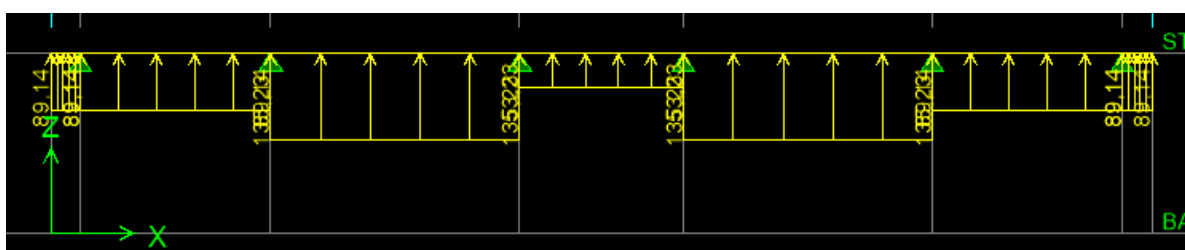


Figure VII.11: Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal)..

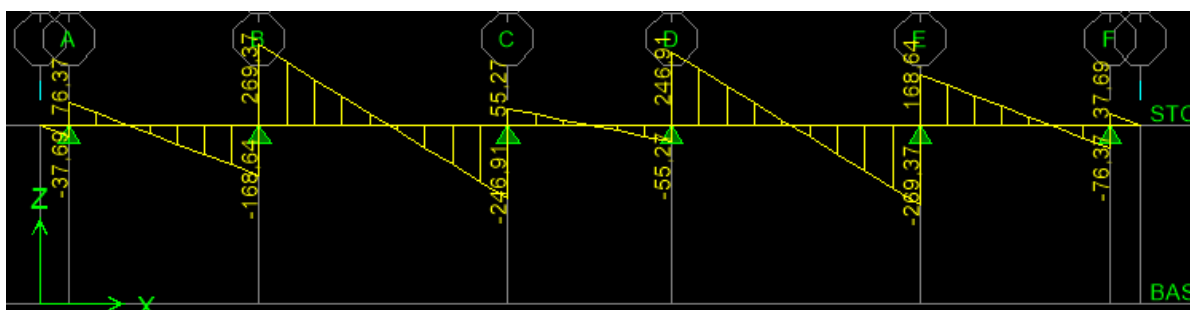


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens longitudinale :

✓ ELU

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

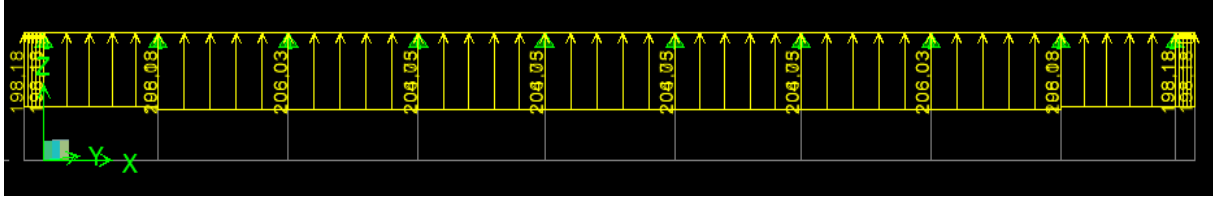


Figure VII.13: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinale).



Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

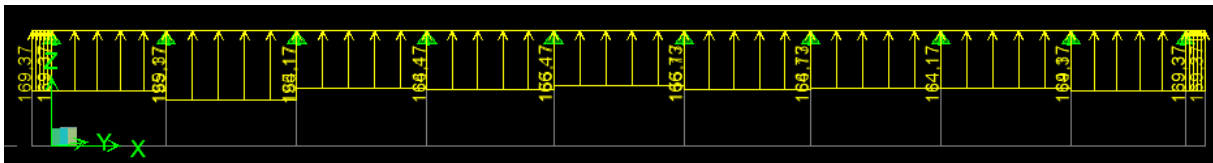


Figure VII.15 : Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

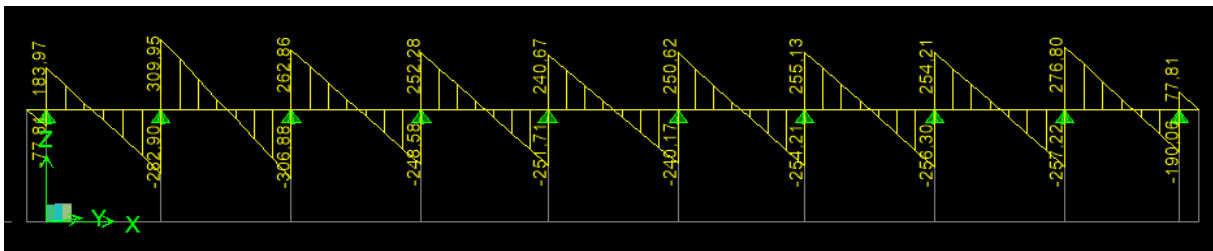


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

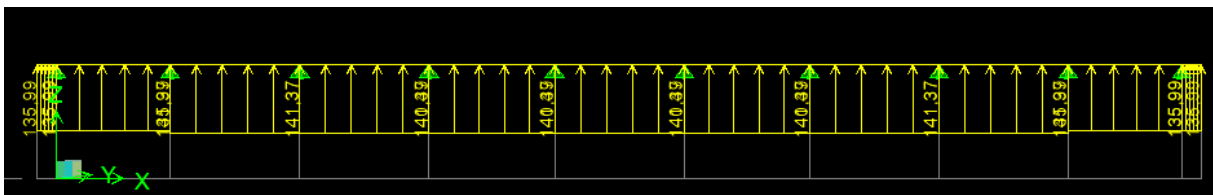


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinale).

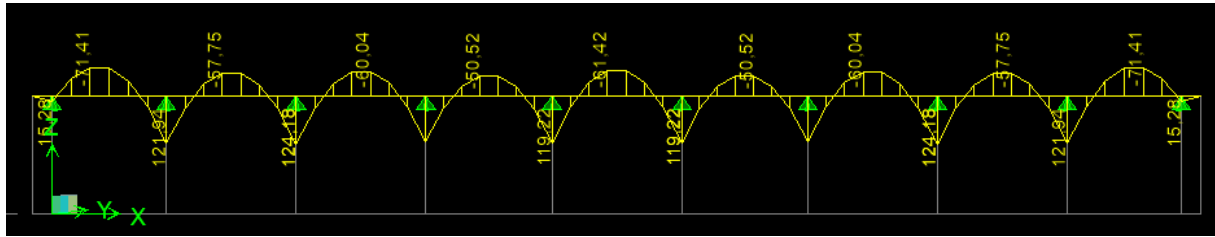


Figure VII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

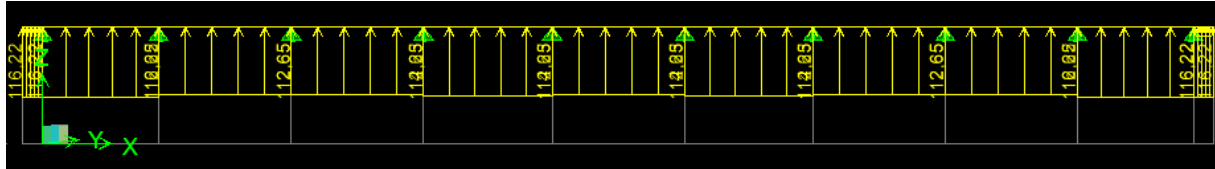


Figure VII.19 : Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinale).

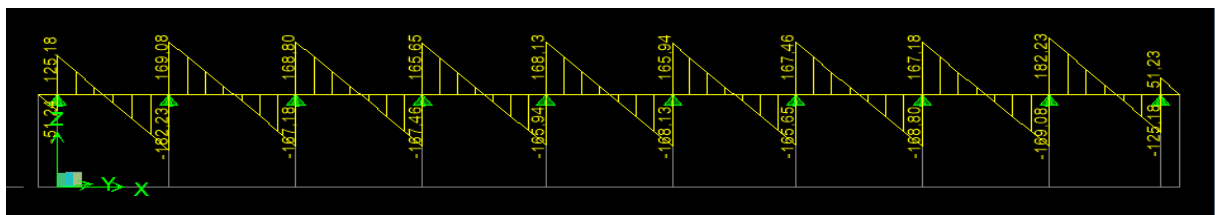


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	187,06	124,18	295,79	196,64
$M_t^{\max}$ (KN.m)	-107,78	-71,41	-227,17	151,70
$T_{\max}$ (KN)	309,95	/	399,46	/

Tableau VII-8 : Les efforts internes dans les nervures

3. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

4. Exemple de calcul :

$M_{t_{\max}} = -107,78 [\text{KN.m}]$; $M_{a_{\max}} = 187,06 [\text{KN.m}]$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{187,06 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{187,06 \times 10^6}{0,985 \times 950 \times 348 \times 100} = 5,74 \text{ cm}^2$$

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	Espacement [cm]	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appuis	187,06	0,03	0,985	5,74	4HA16 (filantes) + 4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,2
	Travée	107,78	0.016	0.992	2,04	4HA16 (filantes) + 4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,2
Sens transversal	Appuis	295,79	0,04	0,998	8,96	4HA16 (filantes) + 4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,2
	Travée	227,17	0,03	0,985	6,98	4HA16 (filantes) + 4HA14 (chapeaux)	St=15cm	14,2

Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures à L'ELU

5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,30 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 14,2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,2 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,2 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 309,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{309,95 \times 10^3}{550 \times 950} = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un 2 cadre de $\phi = 8 \text{ mm} = 4\text{HA}8$

• En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

6. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ Par paroi}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08\text{cm}^2$$

7. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

		M_s^{max}	h	$A_{adopté}$ [cm ²]	ρ_1	β_1	k_1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	OBS
Sens X-X	Appui	124,18	1	14,2	0,204	0,927	53,49	120,6	2,25	15	vérifiée
	Travée	-71,41	1	14,2	0,204	0,927	53,49	70,1	1,31	15	vérifiée
Sens Y-Y	Appui	196,64	1	14,2	0,204	0,927	53,49	189,5	3,54	15	vérifiée
	Travée	151,70	1	14,2	0,204	0,927	53,49	142,6	2,66	15	vérifiée

Tableau VII-10 : Vérification à L'ELS

Finalement :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

REGLEMENTS :

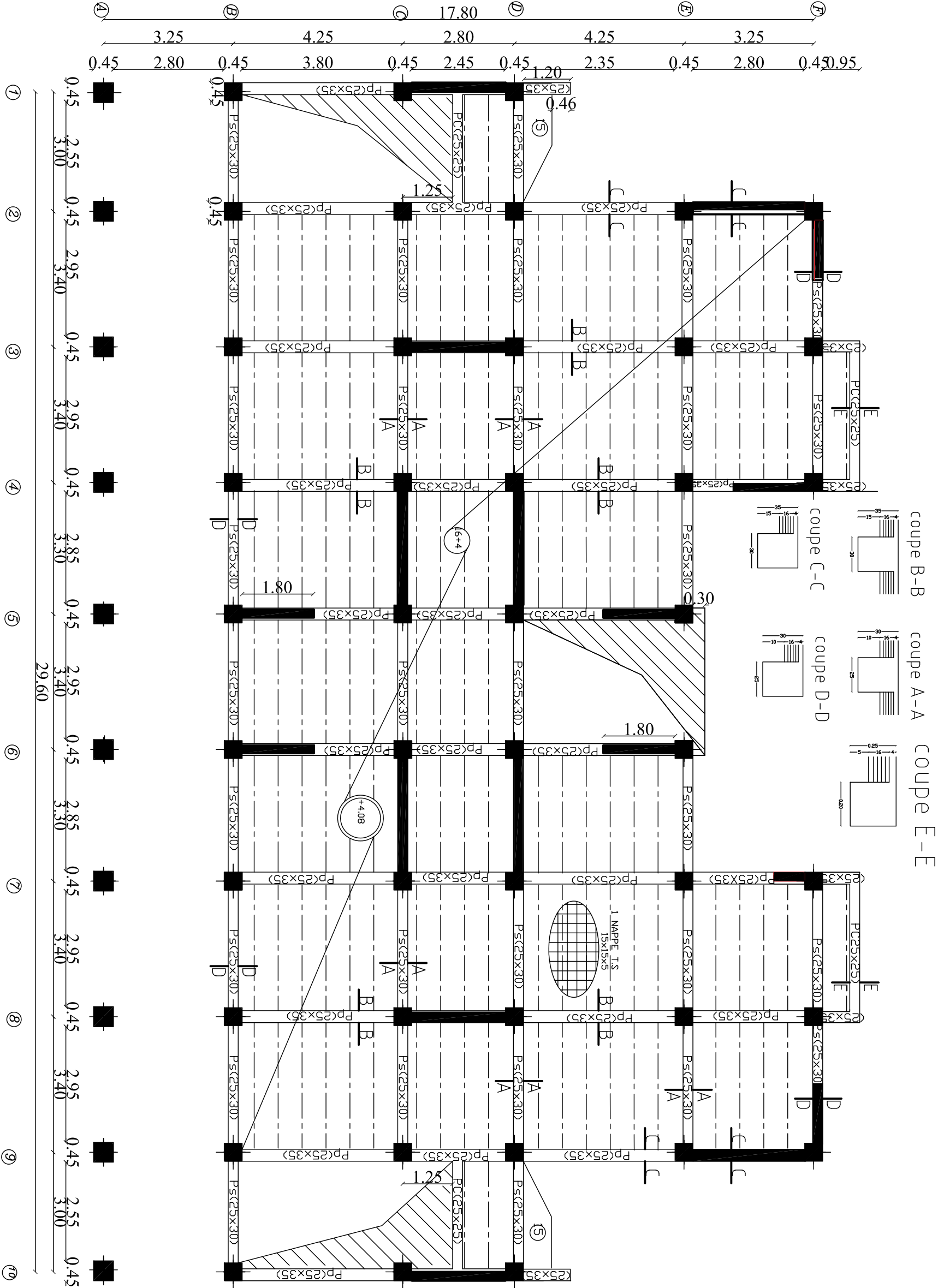
- 1/ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2/ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- 3/ Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91.

LOGICIELS :

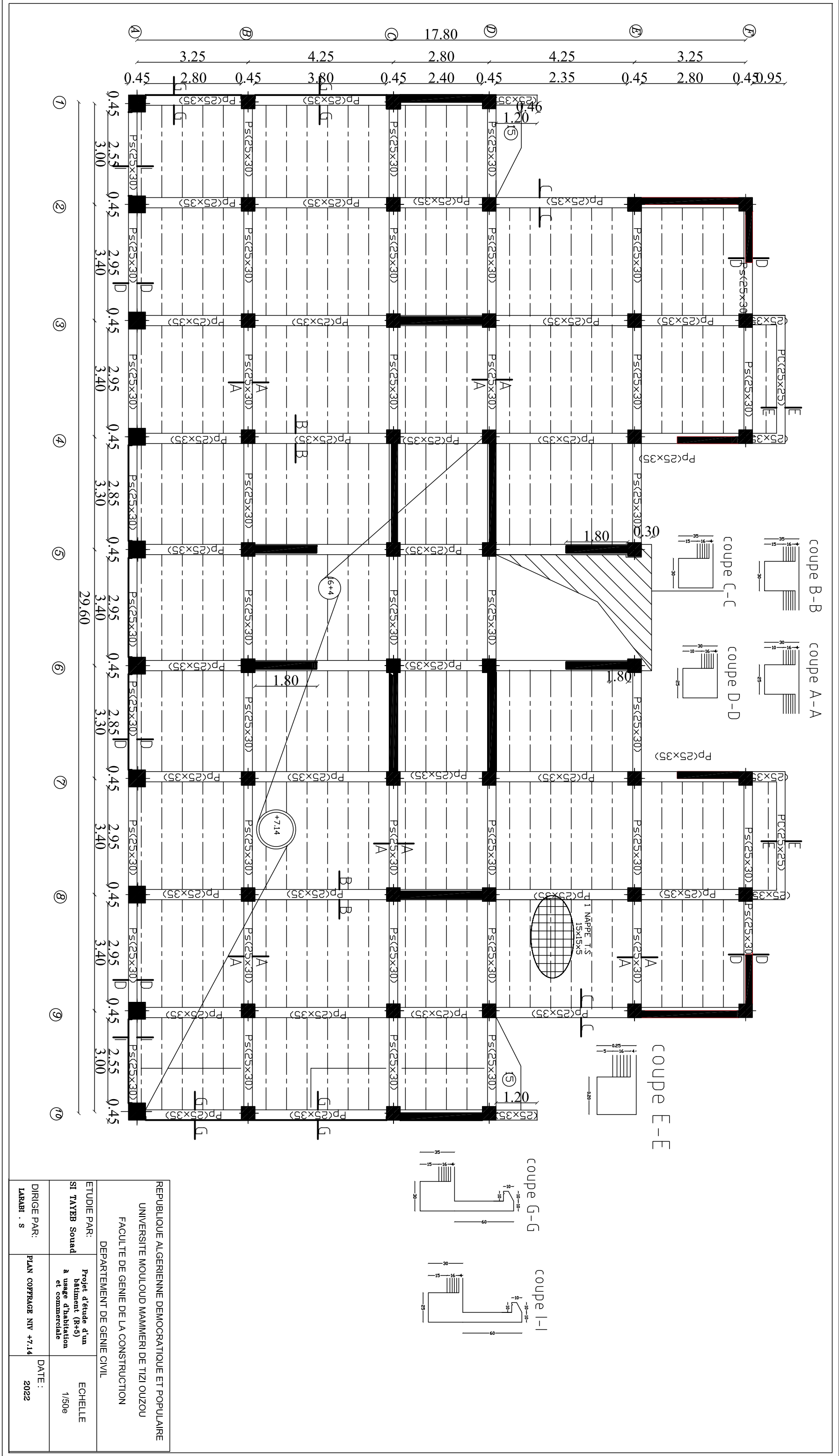
- 1/ Logiciel ETABS.
- 2/ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- 3/ EXCEL 2013.
- 4/ WORD 2013.
- 5/ AUTO CAD 2019.

OUVRAGE :

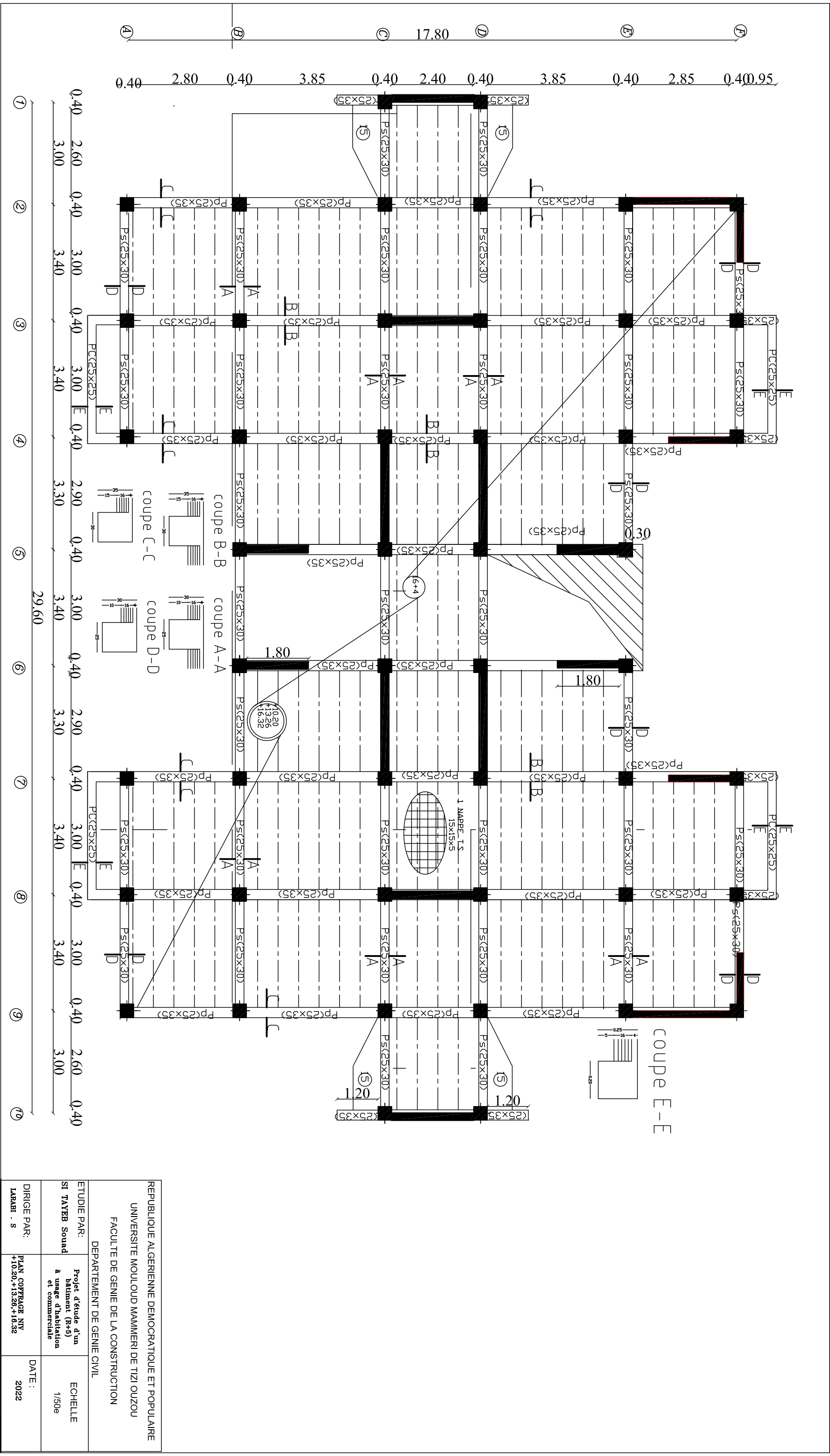
- 1/ Les abaques de PIGEAUD.
- 2/ Cours et TD béton I, béton II et RDM I.
- 3/ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



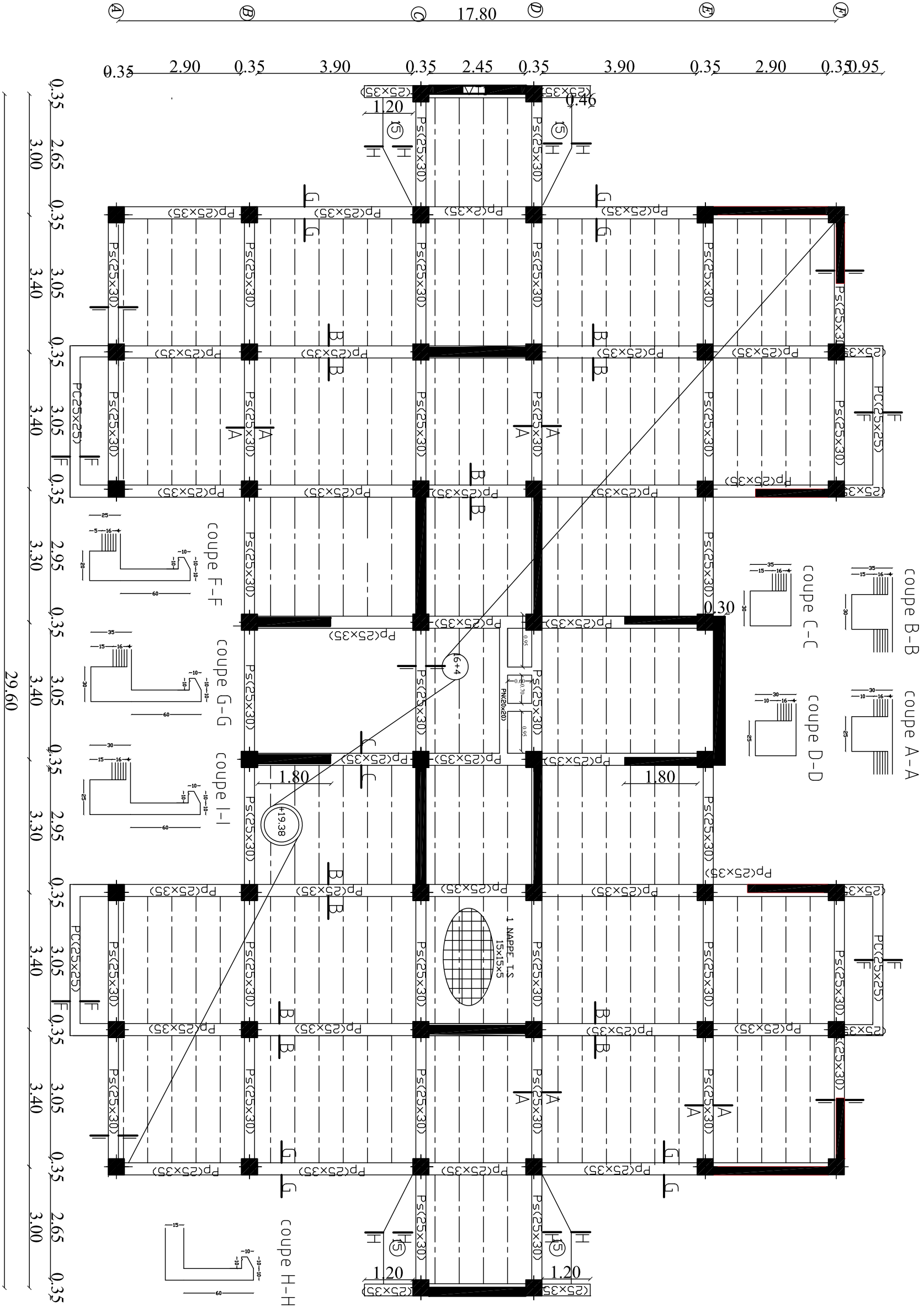
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	
SI TAYEB Souad	Echelle 1/50e	
DIRIGE PAR:	PLAN COFFRAGE NIV +4.08	
LARABI . S	DATE : 2022	



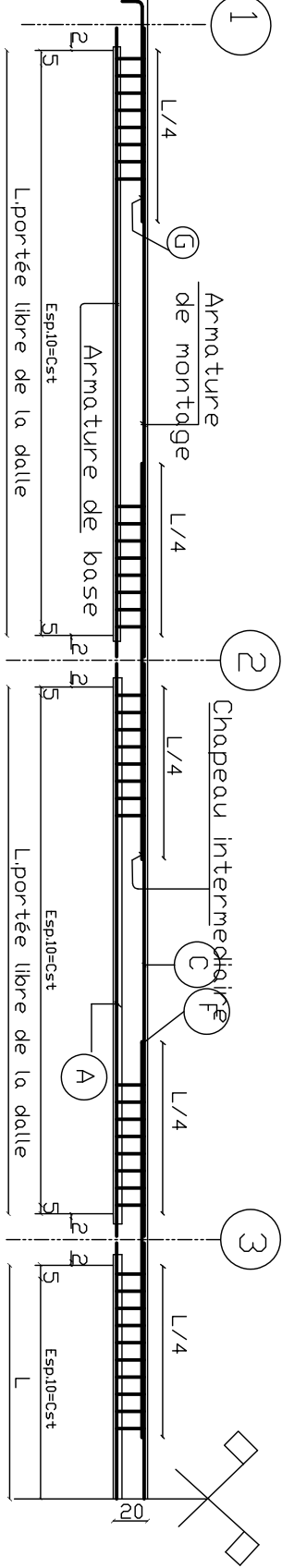
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
SI TAYEB Souad		
DIRIGE PAR:	PLAN COFFRAGE NIV +7.14	DATE : 2022
LARABI . S		



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU			
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale		ECHELLE
SI TAYEB Soued			1/50e
DIRIGE PAR:	PLAN COFFRAGE NIV +10.20,+13.26,+16.32		DATE :
LARABI . S			2022

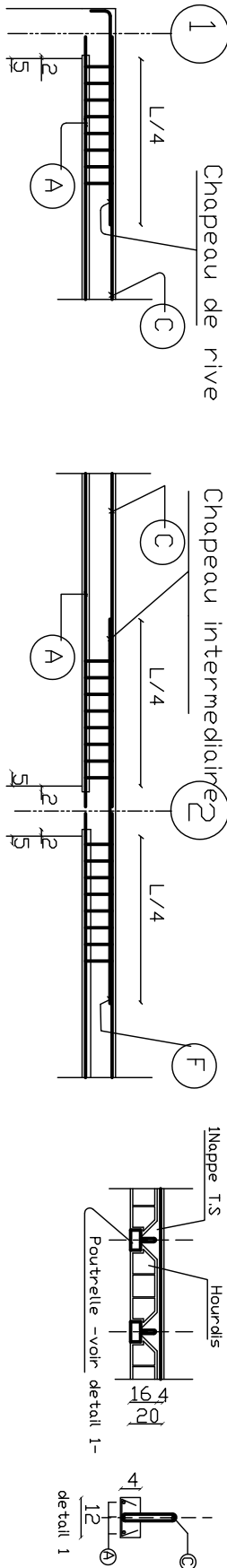


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE
SI TAYEB Souad		1/50e
DIRIGE PAR:	PLAN COFFRAGE NIV+19.38	DATE :
LARABI . S		2022



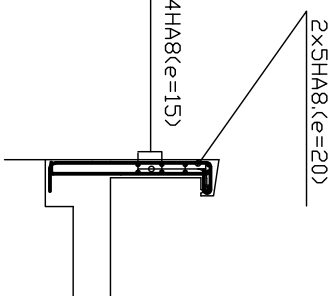
Appuis de rive

Appuis intermediaire



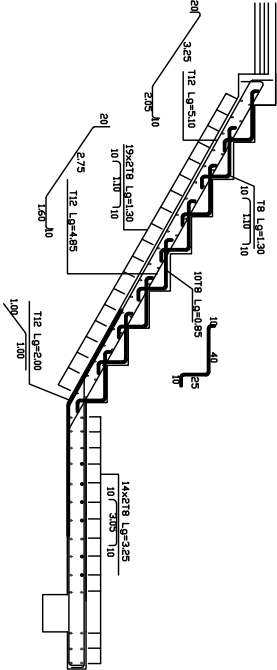
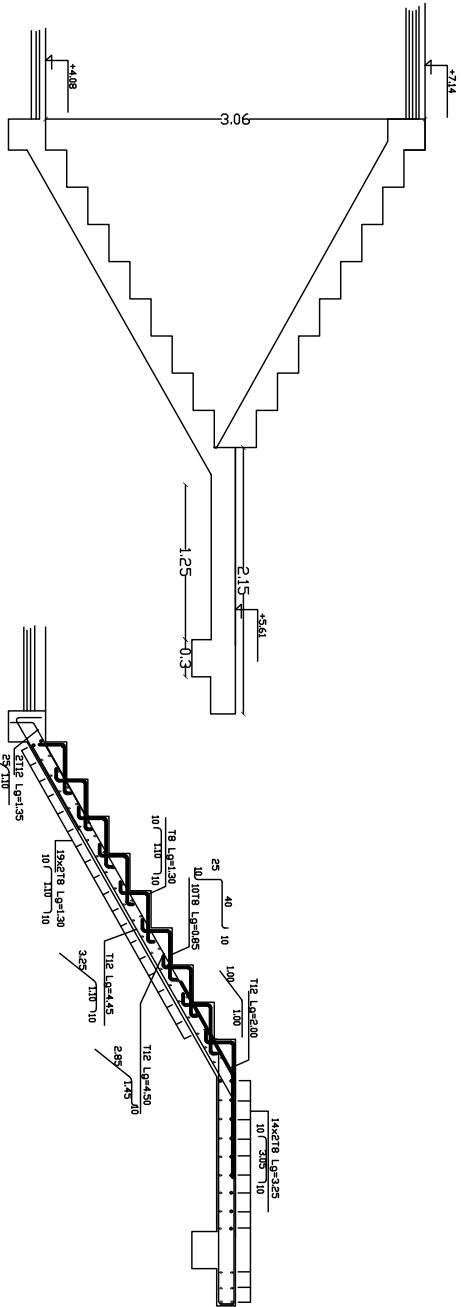
type nerv.	long nerv.	Nbre nerv.	Armatures de Chant.		Armatures de Chant.		Chapeaux		Cadres	
			H/A	façonnage	H/A	façonnage	long	façonnage	Nbre	long
N.1	3.10	3.40	250	3T12	—	3.40	—	1T12	1	12
N.2	3.00	3.30	250	3T12	—	3.30	—	1T12	1	12
N.3	2.70	3.00	700	3T12	—	3.00	—	1T12	1	12

FERRAILLAGE
DES
POUTRELLES

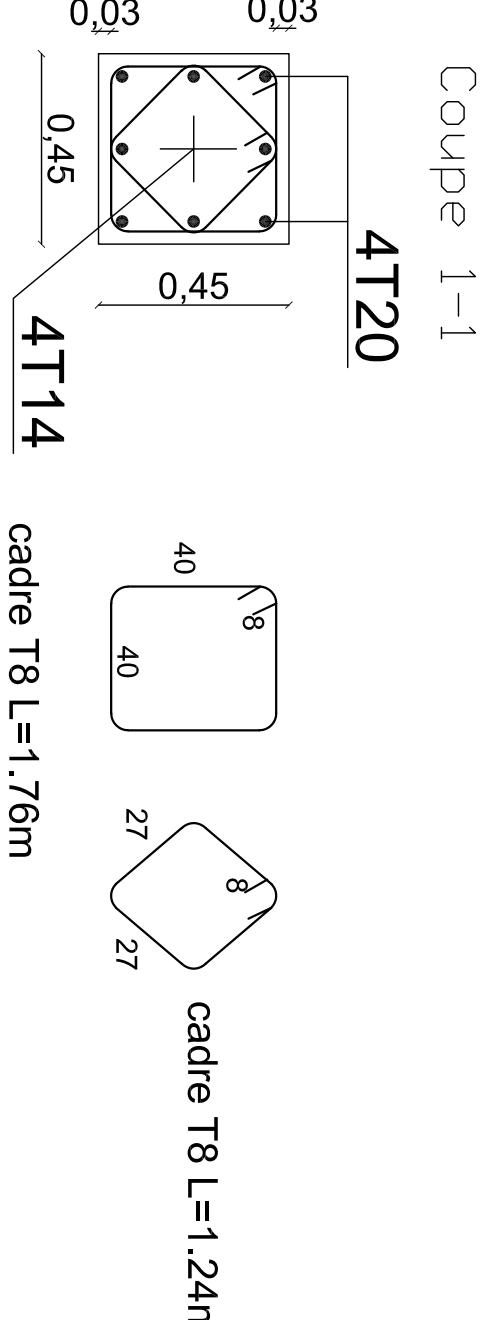
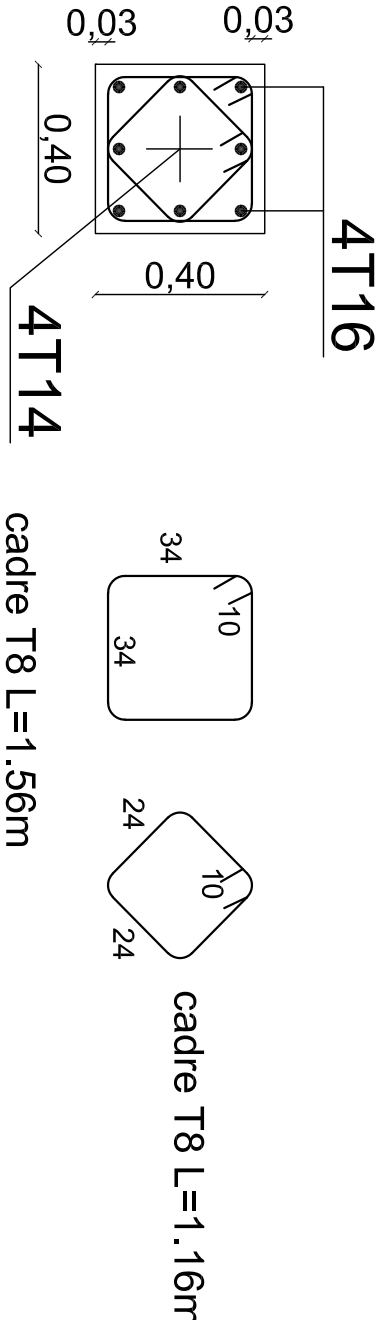
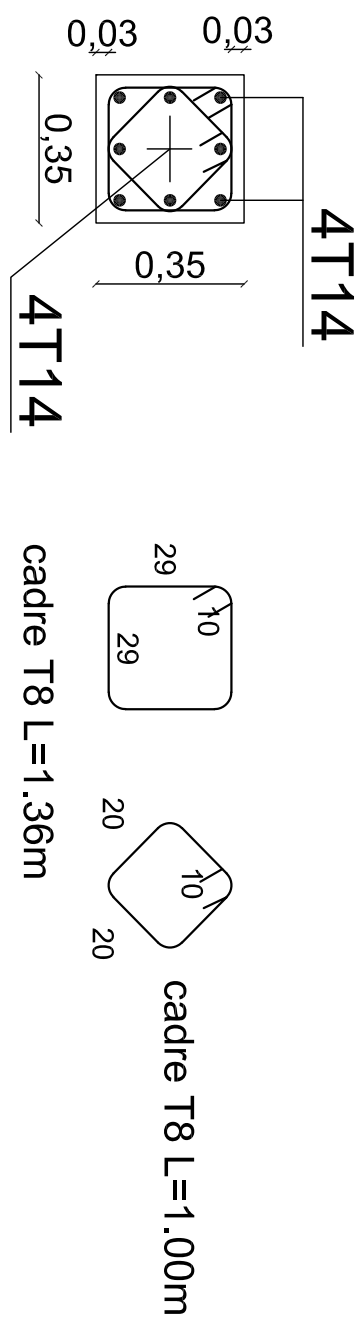
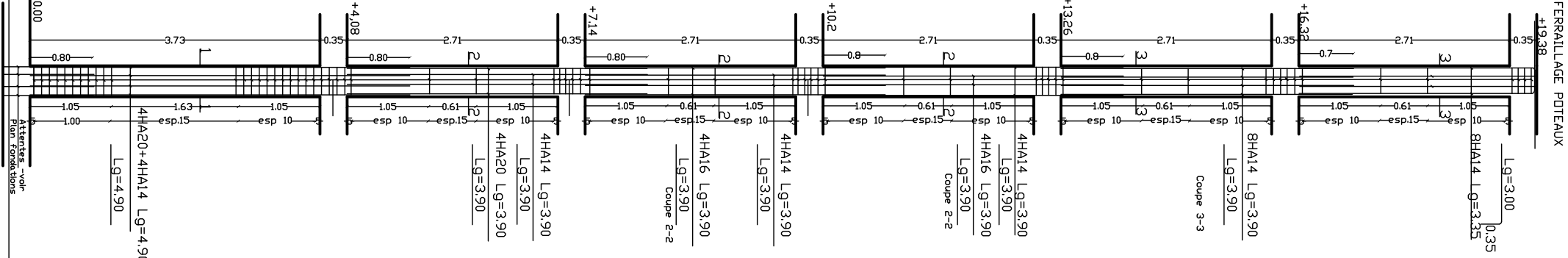


coupe I-I

ferrailage des escaliers

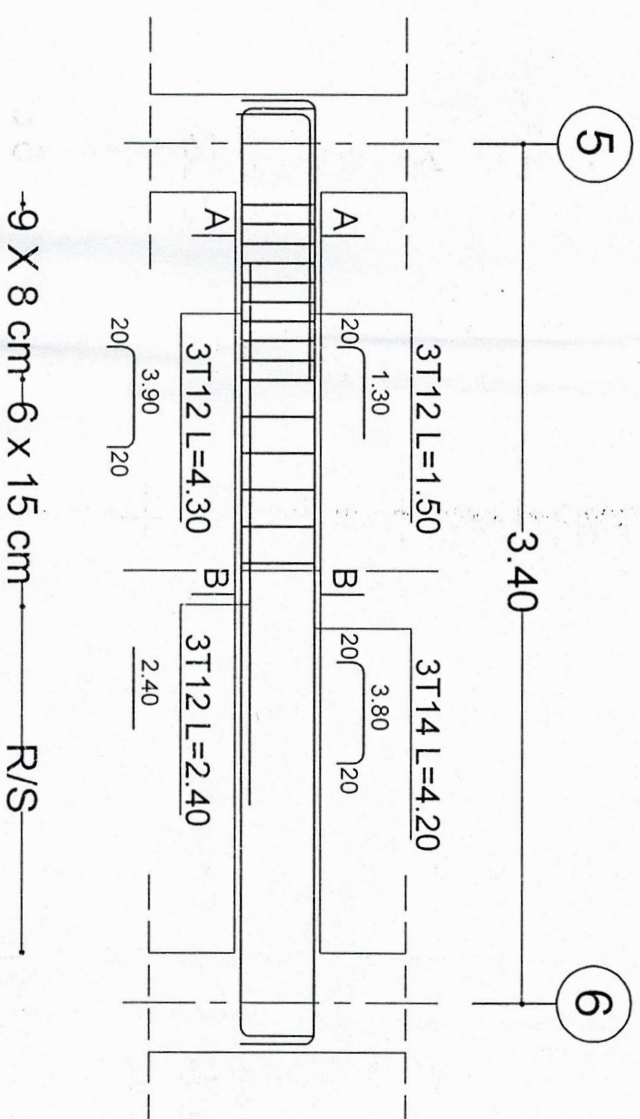


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
SI TAYEB Souad		
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE ESCALIER ACROTERE ET POUTRELLES	DATE : 2022
LARABI . S		

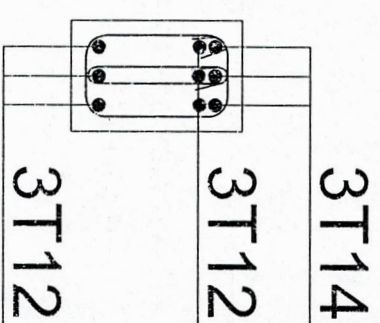


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE
SI TAYEB Souad		1/50e
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE POUTEAUX	DATE :
IARABI . S		2022

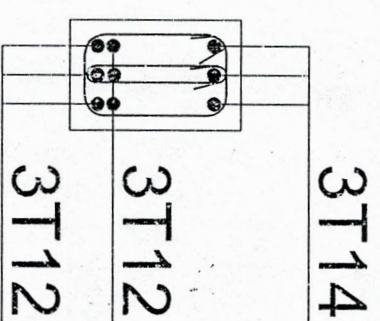
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



Coupe A-A



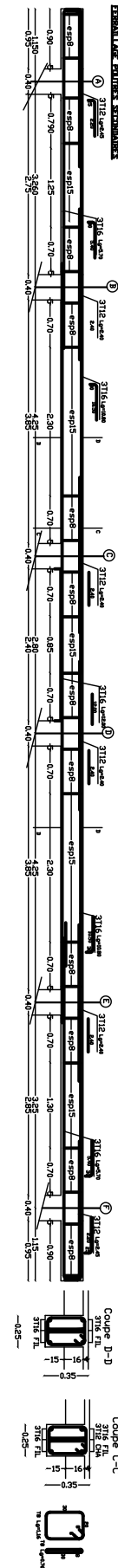
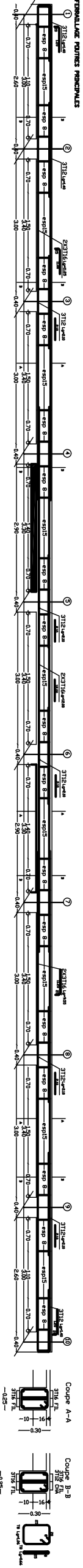
Coupe B-B



cadre T8 L=0.86m

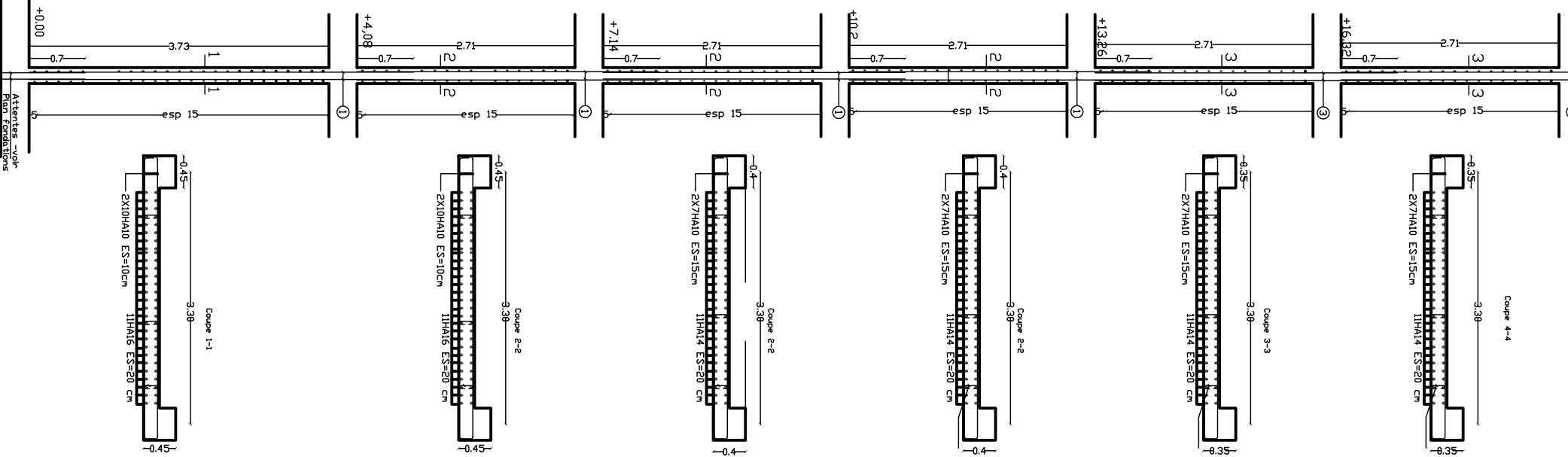
Etrier T8 L=0.58m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
SI TAYEB Souad		
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE POUTRE PALIERE	DATE : 2022
LARABI . S		

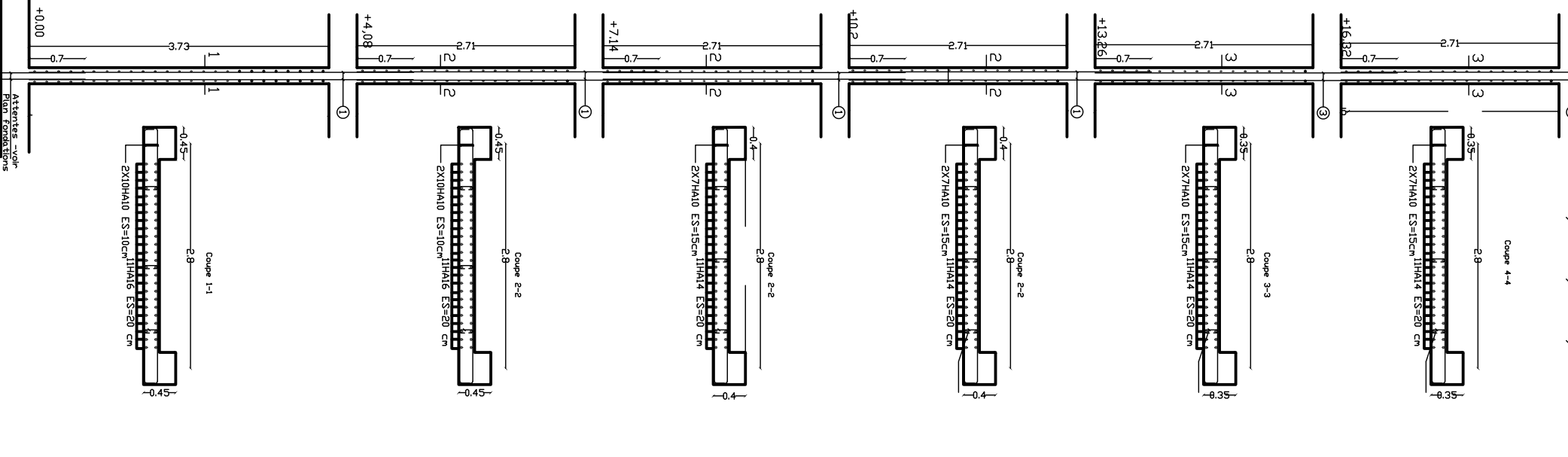


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU			
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	EACHELLE 1/50e	
DIRIGE PAR:	LARABI . S	FERRAILLAGE POUTRES	DATE : 2022

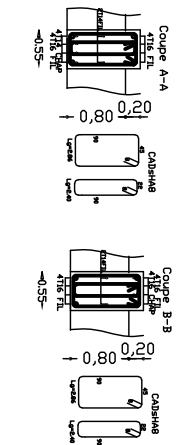
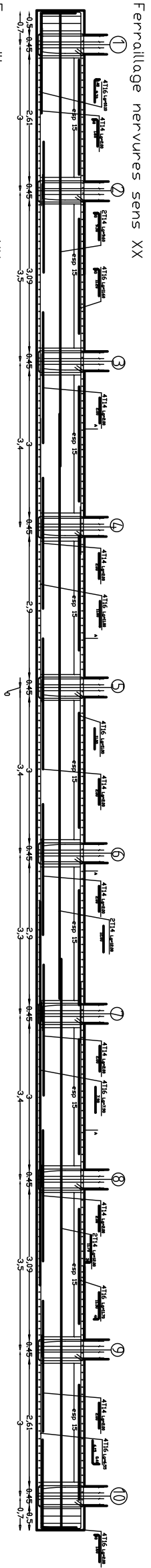
VT1,VT2,VT3,VT4



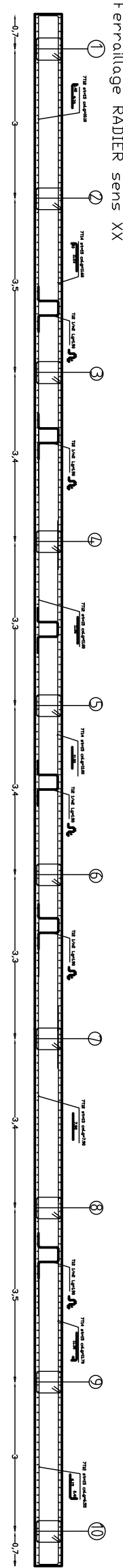
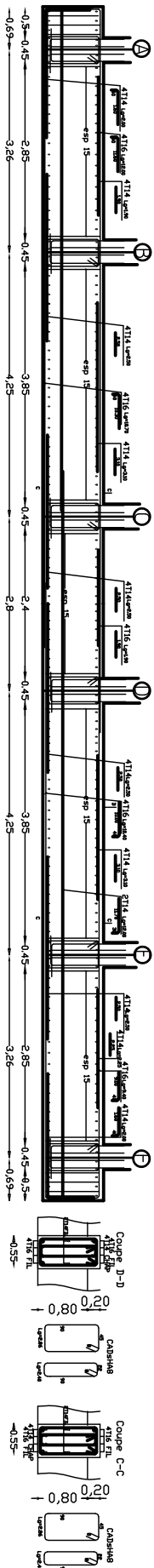
VL1,VL2,VL3,VL4



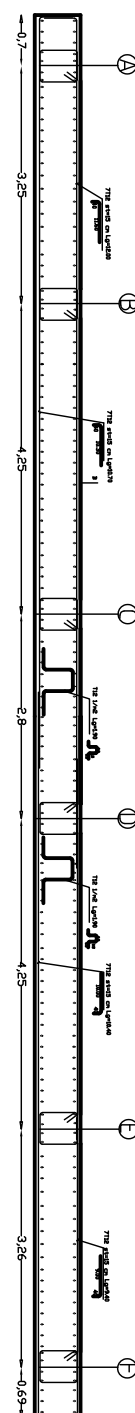
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
SI TAYEB Souad		
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE VOILES	DATE : 2022
IARABI . S		



Ferrailage nervures sens YY



Ferrailage RADIER sens YY



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR:	Projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR:	FERRAILLAG RADIER ET NERVURES	DATE : 2022
LARABI . S		