

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industriel.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+6+charpent en bois) à usage d'habitation et Commercial contreventé par Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS)



Etudié par:

Mr. LAZRI Nouredine

Mr. SEMSOUM Rabah

Dirigé par :

Mr. H. DJELLOULI

Année 2018 /2019

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **M^r Djellouli** pour son aide et ses orientations ainsi que ses encouragements et conseils précieux de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces :

♣ *Je dédie ce modeste travail à :*

- * *Mes chères parents, que dieu les protèges.*
- * *Mes frères : Mohammed, Ayache, Salah.*
- * *Mes sœurs : Sabrina et son marie Arezki Kheira et son marie Aziz et la petite princesse Thanina.*
- * *Les fils de mes sœur (Thanina Kamilia Kahina et Yasten et le roi Youva)*
- * *A ma belle Lynda et sa famille*
- * *A mes très chères amis : Younes, Billal, Jugurtha, Merzouk, Aziz M, Omar*
- * *A mon binôme Rabah Semsoum et tout sa famille.*
- * *A mes amis (es).*
- * *A toute la promotion 2019-2020.*

*Noureddine
Lazri.*

Dédicaces :

♣ *Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime, je dédie ce modeste travail qui est le fruit de nos efforts :*

- * Mes chères parents, que dieu les protèges.*
- * Mes frères : Hidouche, Djamel, Mahmoud, et Amar.*
- * Mes sœurs et leur marie sans oublie les enfants.*
- * A mes très chères amis : Raouf, Sofiane, amazighe, Amokrane, Brahim*
- * A mon binôme Noureddine Lazri et tout sa famille.*
- * A toute la promotion 2019-2020.*

**RABAH
SEMSOUM**

Sommaire

- Plans architecturaux

- Plans de coffrage

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Introduction.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.3. Les éléments de l'ouvrage :.....	1
a) Ossature:.....	1
b) Les planchers :	1
c) L'escalier :	1
d) Cage d'ascenseur :	2
e) Le coffrage :	2
f) La maçonnerie :	2
g) Les revêtements :	2
h) La charpente :	2
i) La toiture :	2
j) Chéneaux :	2
k) Les fondations :	2
I.4. Caractéristiques des matériaux :.....	3
I.4.1. Le béton :.....	3
I.4.2. Les aciers :	6
Conclusion.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :	8
II.1.1. Pré-dimensionnement les planchers:.....	8
a) Plancher en corps creux :	8
b) Les dalles pleines :	9
II.1.2. Pré dimensionnement des poutres :	9
a) Les Poutres principales (PP) :	9
b) Les poutres secondaires (PS) :	10
c) Poutre de chainage :	10
d) Poutres inclinées de la toiture :	10

II.1.3.	Pré dimensionnement des voiles :	11
II.1.4.	Pré-dimensionnement des poteaux:	12
II.2.	Détermination des charges et surcharges :	12
II.2.1.	Charges permanentes:	12
a)	Toiture :	12
b)	Plancher en corps creux:	13
c)	Dalle pleine :	14
d)	Maçonnerie:	14
e)	Balcon en dalle pleine :	15
f)	Chéneaux :	16
II.2.2.	Les surcharges d'exploitation:	16
II.3.	Descente des charges :	17
II.3.1.	Le poteau le plus sollicité :	17
II.3.2.	Calcul des surcharges d'exploitation	18
a)	Calcul des surcharges selon la loi de dégression :	18
b)	Vérification relative au coffrage :	19
c)	Vérification au flambement :	20
Conclusion.	20

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1.	Plancher :	22
III.1.1.	Détermination de la section en Té :	22
III.1.2.	Ferraillage de la dalle de compression :	23
III.1.3.	Calcul des poutrelles :	24
a)	Avant le coulage de la dalle de compression :	24
b)	Après coulage de la dalle de compression :	25
III.1.4.	Choix de la méthode de calcul:	26
a)	Domaine d'application de la méthode forfaitaire :	26
b)	Principe de la méthode :	26
c)	Expose de la méthode :	27
III.1.5.	Ferraillage de la poutrelle a l'ELU :	33
a)	Armature en travée :	33
b)	Armatures aux appuis :	34
c)	Calcul des armatures transversales:	34

III.1.6. Vérifications à l'ELU :	34
III.1.7. Vérification à l'ELS :	37
III.2. Les chéneaux :	41
III.2.1. Evaluation des charges :	41
III.2.2. Calcul des armatures à l'ELU :	42
III.2.3. Vérification à l'ELU :	42
III.2.4. Vérification à l'ELS :	43
III.3. Les balcons :	45
III.3.1 Etude de la poutre de chaînage :	45
a) Pré-dimensionnement :	45
b) Evaluation des charges et surcharges :	46
c) Etude de la poutre à l'ELU :	46
e) Vérification à ELU :	47
III.4. Calcul des escaliers :	53
III.4.1. Dimensionnement :	54
III.4.2. Détermination des charges et surcharges :	55
a) Charges permanentes :	55
b) Surcharges d'exploitations :	56
III.4.3. Calcul à l'ELU :	56
a) Efforts tranchants et moments fléchissant :	57
b) Calcul des armatures :	60
c) Les vérifications à l'ELU :	61
III.4.4. Calcul à l'ELS:	62
a) Efforts tranchants et moments fléchissant :	63
b) Vérification à l'ELS :	65
III.5. Poutre palière :	68
III.5.1. Pré dimensionnement :	68
III.5.2. Détermination des charges et surcharges :	68
III.5.3. Calcul à l'ELU :	68
a) Ferrailage à l'ELU :	69
b) Vérifications à l'ELU :	70
III.5.4. Calcul à l'ELS :	71
a) Vérification à l'ELS :	73

III.6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :	74
III.6.1. Dimensionnement :	75
III.6.2. Calcul des moments à l'ELU :	76
III.6.3. Ferrailage :	79
III.6.4. Vérification à l'ELU :	80
III.6.5. Vérification à l'ELS :	81
III.7. Calcul de la charpente :	85
III.7.1. Détermination des charges et surcharges :	85
III.7.2. Calcul des éléments de la charpente :	86
a) Calcul des pannes	86
b) Calcul des chevrons :	88
c) Calcul des liteaux :	89
III.7.3. Assemblage de la charpente :	90

Chapitre IV : Modélisation (ETABS)

IV.1. Introduction :	92
IV.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :	92
IV.3. Description du logiciel ETABS :	92
IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :	93

Chapitre V : Vérification les exigences RPA

V.1. Introduction :	106
V.2. La méthode de calcul :	106
V.3. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :	107
a) Nombre de modes à retenir :	107
b) Vérification de l'effort tranchant à la base :	108
c) Coefficient de comportement de la structure R:	109
d) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :	110
e) Vérification de l'excentricité:	110
f) Déplacements relatifs :	111
g) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	111
Conclusion.....	112

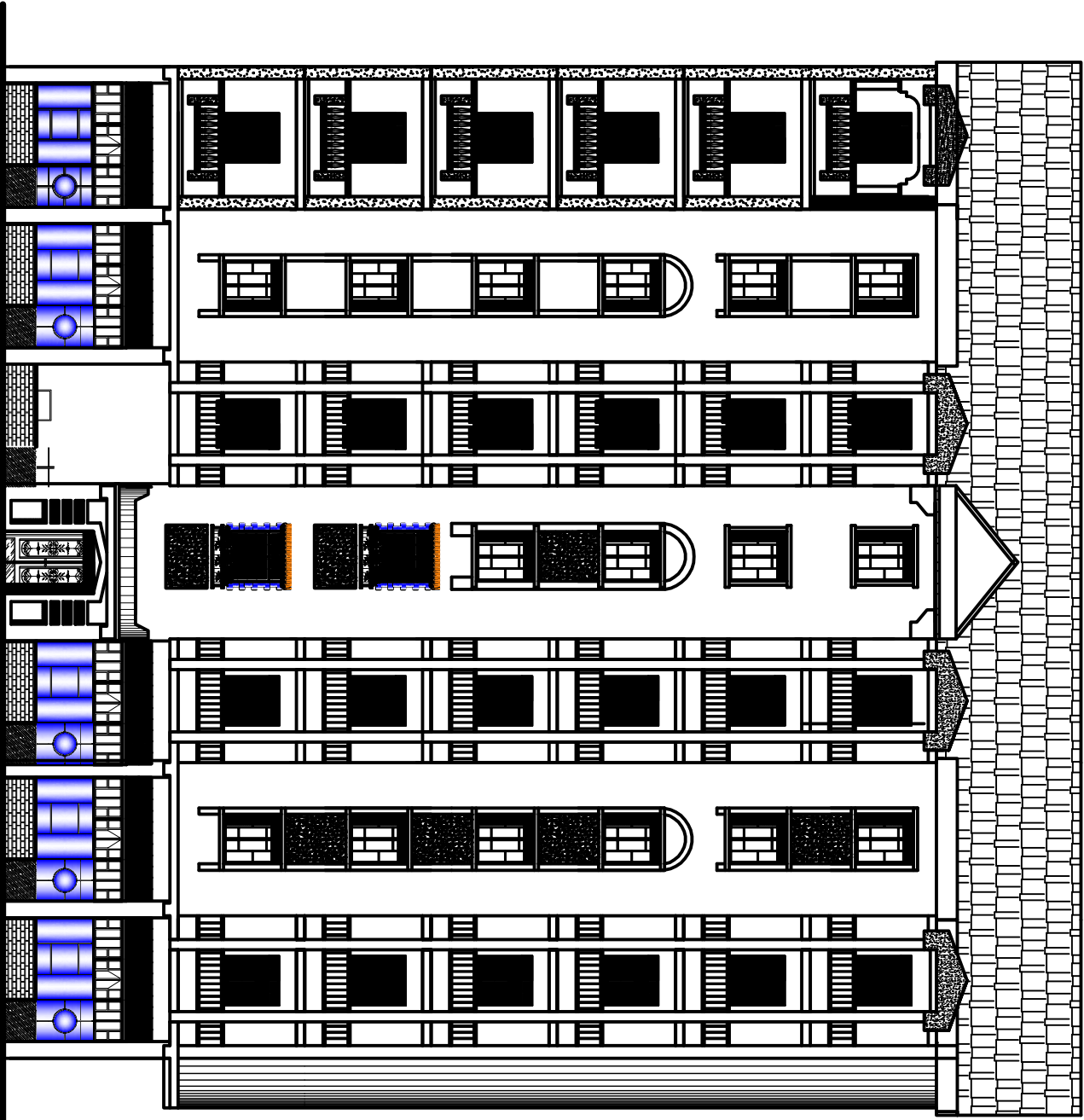
Chapitre VI : Ferrailage de la structure

VI.1. Ferrailage des portiques :	114
VI.1.1. Ferrailage des poutres :	114
VI.1.1.1. Armatures minimale longitudinales :	114
VI.1.1.2. Armatures minimale transversales :	114
VI.1.1.3. Etapes de calcul à l'ELU :	115
VI.1.1.4. Vérifications à l'ELU :	117
VI.1.1.5. Vérification à l'ELS :	120
VI.1.2 Ferrailage des poteaux :	124
VI.1.2.1. Introduction :	124
VI.1.2.2. Recommandations du RPA 99(modifié 2003):	124
VI.1.2.3. Calcul des Armatures :	125
a) Armature longitudinale :	125
b) Les Armatures transversales :	128
VI.1.2.4. Vérifications à l'ELS :	131
VI.2. Ferrailage des voiles :	132
VI.2.1. Introduction :	132
VI.2.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :	133
VI.2.3. Calcul des armatures :	134
VI.2.4. Vérifications à l'ELU :	136
VI.2.5. Vérification à l'ELS :	137

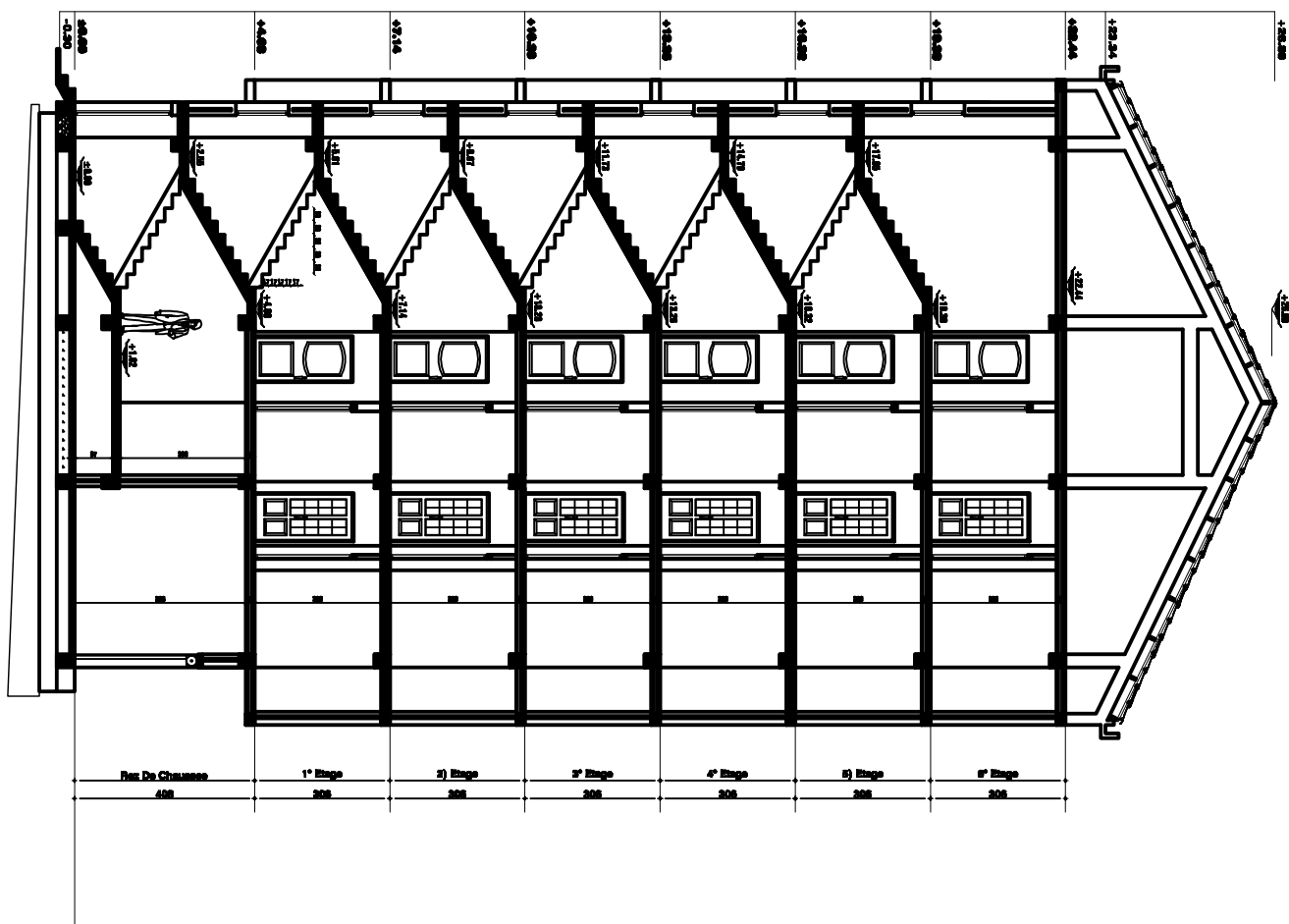
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

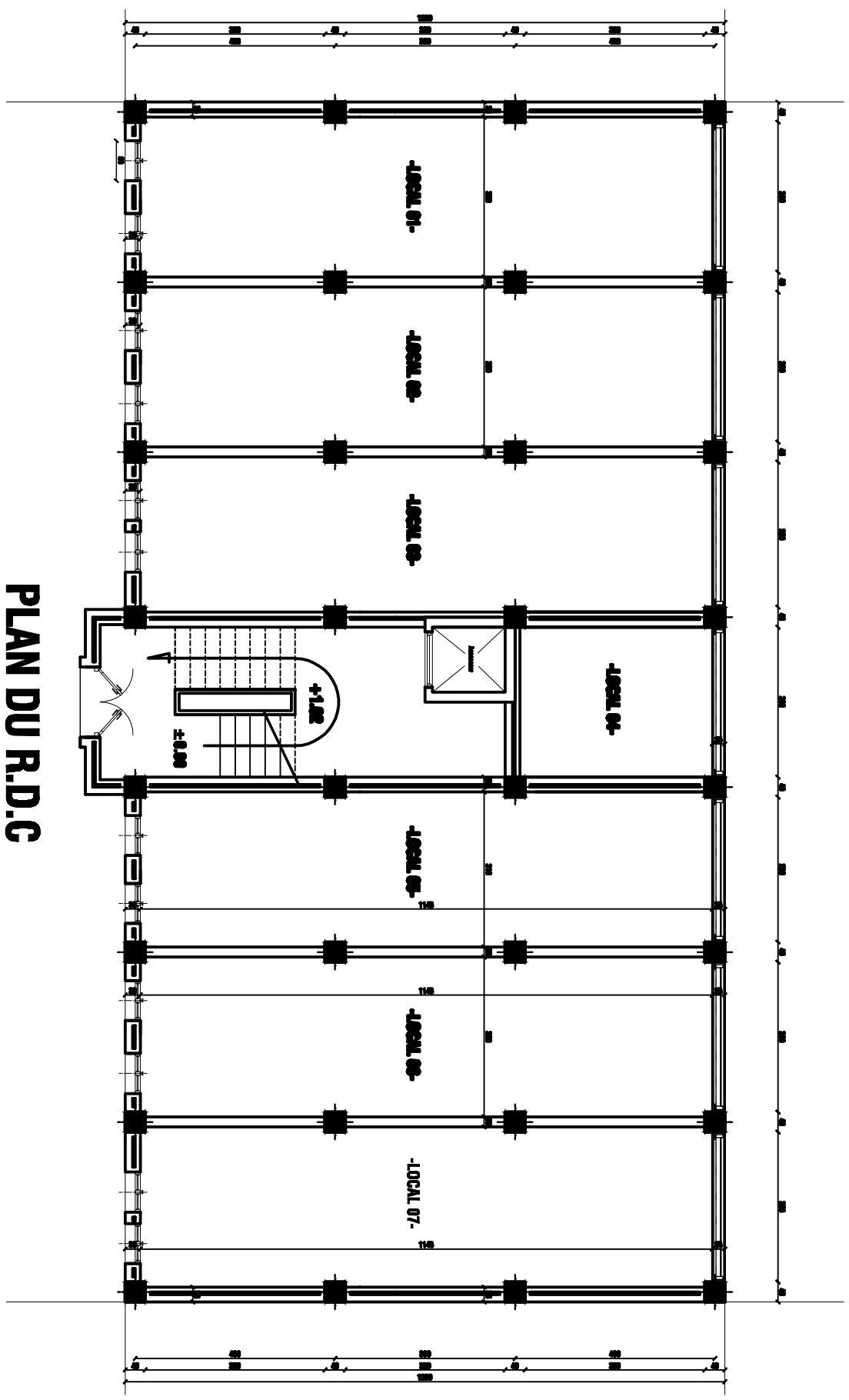
VII.1. Introduction:	146
VII.2. Etude géotechnique du sol :	146
VII.3. Choix de la fondation :	146
VII.3.1. Semelle isolée :	146
VII.3.2. Semelle filante :	147
VII.4. Calcul d'un radier général :	150
VII.4.1. Pré-dimensionnement du radier :	150
VII.4.2. Calcul des charges nécessaires au radier :	151
VII.4.3. Ferrailage du radier :	157

- Plans de ferrailage
- Conclusion générale
- Bibliographie



FACADE PRINCIPALE



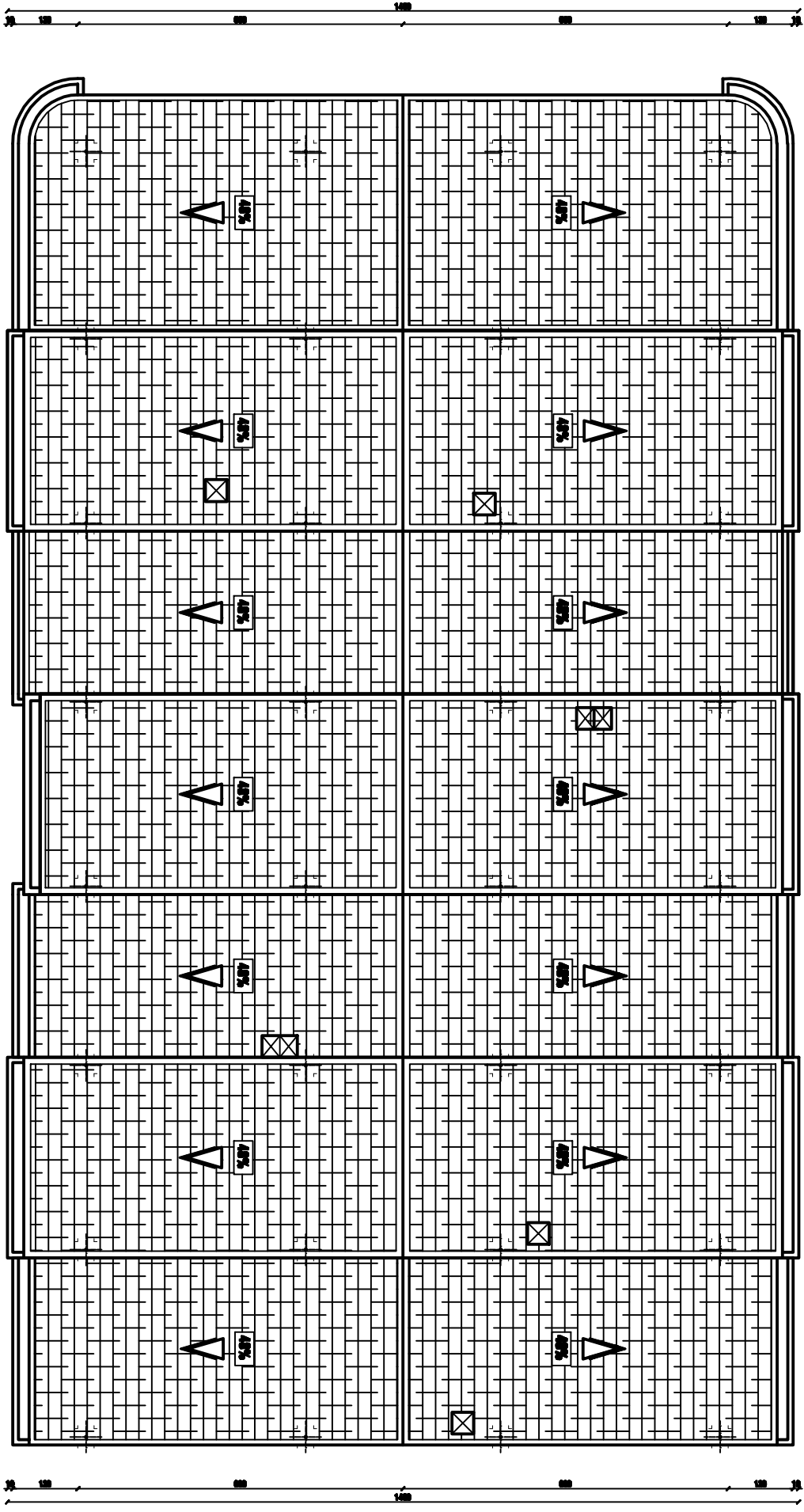


PLAN DU R.D.C

This architectural floor plan illustrates a four-unit apartment building, oriented vertically. The plan includes a central staircase and a central hall area. The units are labeled as follows:

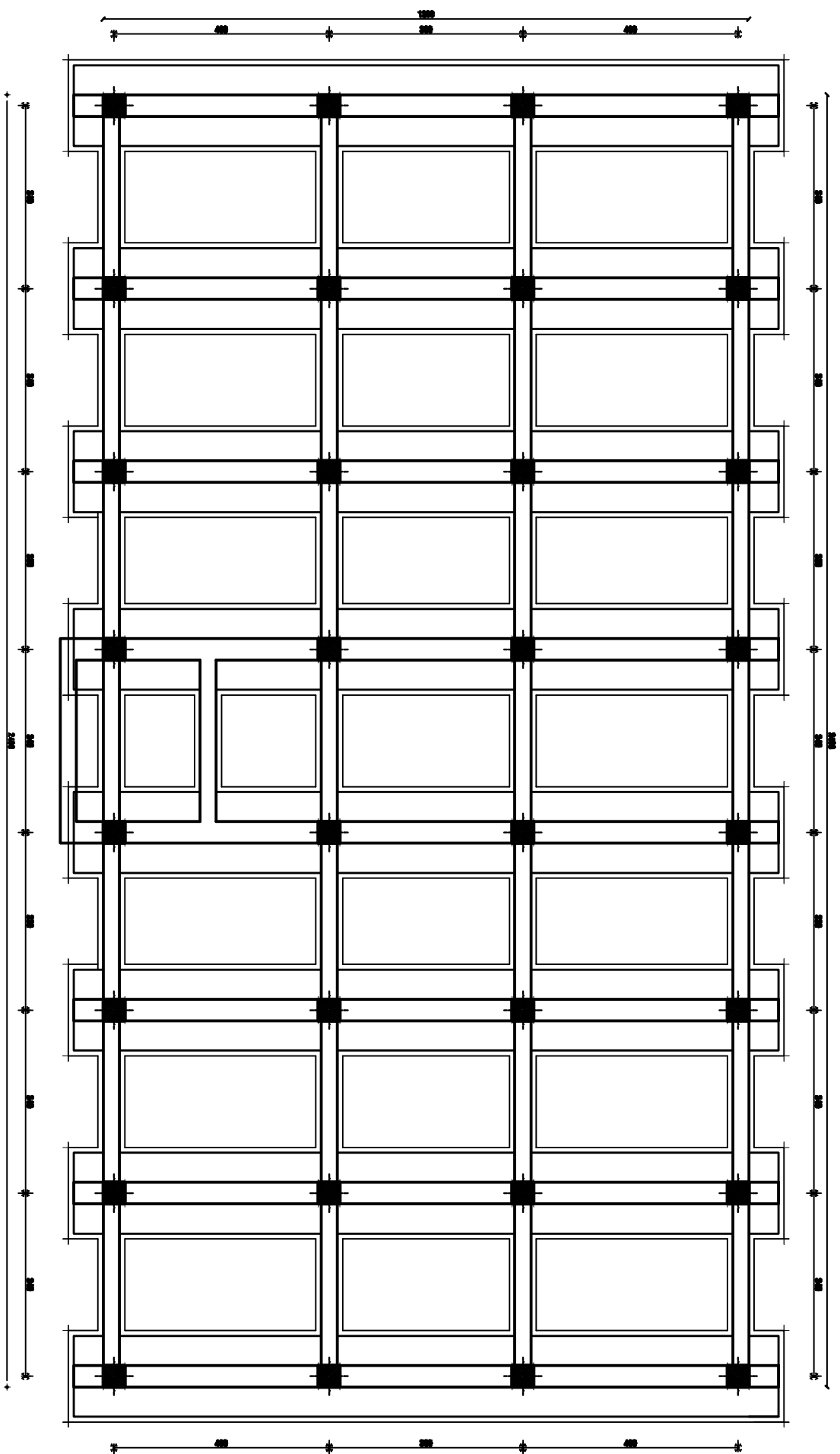
- Unit 01 (Top):** Includes a living area, a kitchen, a bathroom, and a bedroom.
- Unit 02 (Second from Top):** Includes a living area, a kitchen, a bathroom, and a bedroom.
- Unit 03 (Third from Top):** Includes a living area, a kitchen, a bathroom, and a bedroom.
- Unit 04 (Bottom):** Includes a living area, a kitchen, a bathroom, and a bedroom.

The plan also shows a central staircase and a central hall area. The total area is indicated as $F_4 = 118.00 m^2$. The plan is surrounded by dimensions, with a total width of 12.00m and a total height of 12.00m. The plan is oriented with North (N) at the top.



PLAN TOITURE

PLAN DE FONDATIONS



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toute fois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX



Introduction :

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

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+6 à Ossature mixte, à usage d'habitation et commercial, il sera implanté à **Draa Ben Khedda** wilaya de T-O qui est classée selon le RPA 99/ version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ce bâtiment comporte :

- ◆ Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- ◆ Les 06 étages courants à usage d'habitation.
- ◆ Une cage d'escalier.
- ◆ Une cage d'ascenseur.
- ◆ Une charpente en bois.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet.

Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Longueur totale de bâtiment : $L = 24$ m ;
- Largeur totale du bâtiment : $B = 12$ m ;
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 26,89$ m ; (charpente comprise)
- Hauteur de rez-de-chaussée : $H_r = 4,08$ m ;
- Hauteur de l'étage courant : $H_e = 3,06$ m ;
- Hauteur de la charpente : $H_c = 4,45$ m ;

I.3. Les éléments de l'ouvrage :**a) Ossature:**

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) et d'un ensemble de voiles porteurs. Les charges verticales seront reprises par les portiques et les voiles (les charges seront réparties), et sollicitations dues aux charges horizontales elles seront reprises par des voiles en béton armé.

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Dans notre cas, les planchers des étages courants sont en corps creux et une dalle de compression coulée sur place à l'exception de la salle machine réalisée en dalle pleine.

c) L'escalier :

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie les différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasse coulés sur place en béton armé. Les escaliers du RDC comportent trois volées, et les étages courants sont composés de deux volées.

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

e) Le coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

f) La maçonnerie :

On distingue deux types :

• **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique. $(10+5+10)=25\text{cm}$.

• **Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

g) Les revêtements :

- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau ;

h) La charpente :

Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 48%.

i) La toiture :

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites.

j) Chéneaux :

C'est un conduit en béton armé qui se situe à la base de la toiture. Il empêche l'écoulement de l'eau sur les murs qui risquerait d'entraîner des fissurations. Il éloigne également l'eau des façades, des fondations et limite les risques de fragilisation de ces derniers.

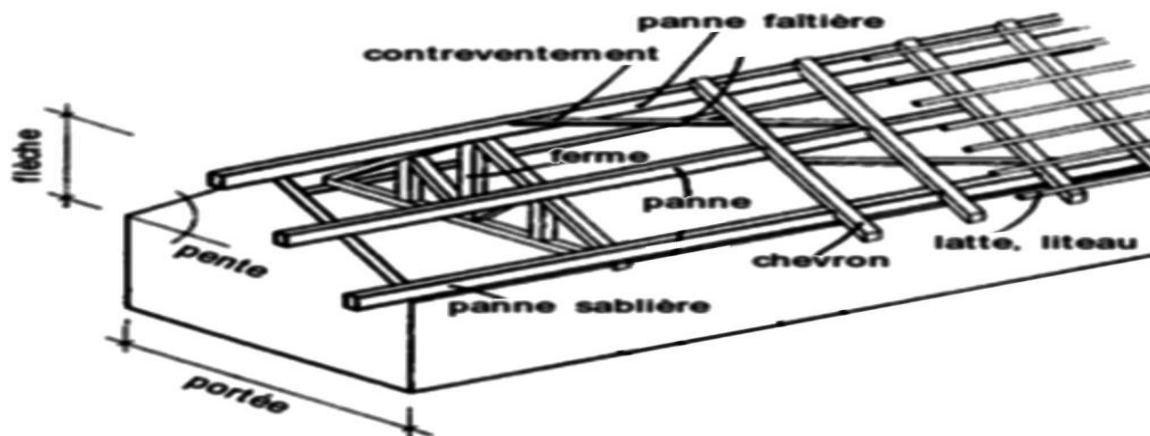


FIGURE .I.1 : La charpente en bois.

k) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation à adopter dépend des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols et l'importance de l'ouvrage.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels le béton et l'acier qui doivent rependre aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.4.1. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m³) de béton et composé de :

Agrégats :

- Sable propre D < 5mm..... 366 [Kg/m³] ;
- Gravier 08/15 concassé..... 547 [Kg/m³] ;
- Gravier 15/25 concassé..... 605 [Kg/m³] ;

Dosage de ciment CPA325..... 350 [Kg/m³] ;

Eau de gâchage..... 200 [l/m³].

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0.5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduit à un défaut de l'étanchéité.

N.B : Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

A) Résistance caractéristique du béton :

A-1) Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

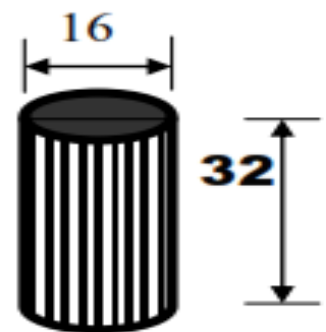
On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par :

(BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1.11)

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

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

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)



-FIGURE I.2 : éprouvette normalisée

A-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99/Art 2.1.12)}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

B) Contraintes limites du béton :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limite :

B-1) Etat Limite Ultime (ELU) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), et à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art.A4.3.41})$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité partiel $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots \text{si } t > 24\text{h} ; \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} ; \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots \text{si } t < 1\text{h} ; \end{array} \right.$$

« Diagramme contrainte-déformation » : (BAEL91/ArtA.4.3. 41)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

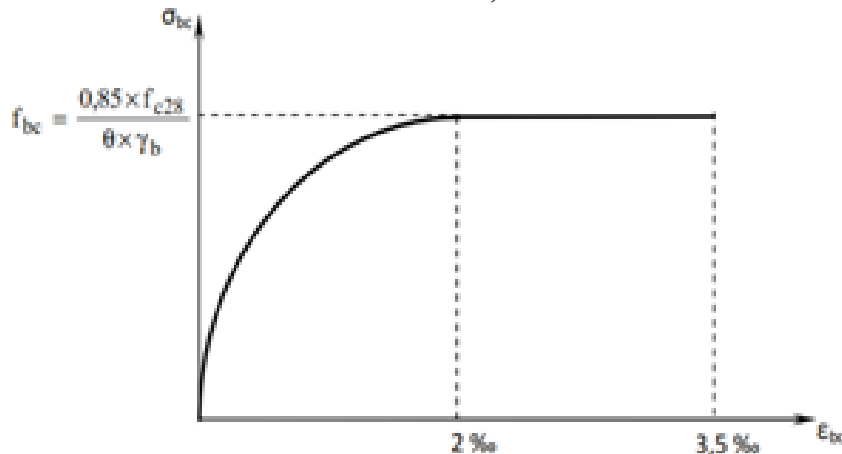


FIGURE I.3 : Diagramme contrainte-déformation

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b - \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

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

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ à compression avec flexion (état plastique).

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

B-2) Etat Limite de Service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration. **(BAEL 91 modifié 99/ArtA.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6Xf_{c28} \quad \text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} : \text{contrainte admissible à l'ELS}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{pour } f_{c28} = 25MPa$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. Comme le montre la figure suivante :

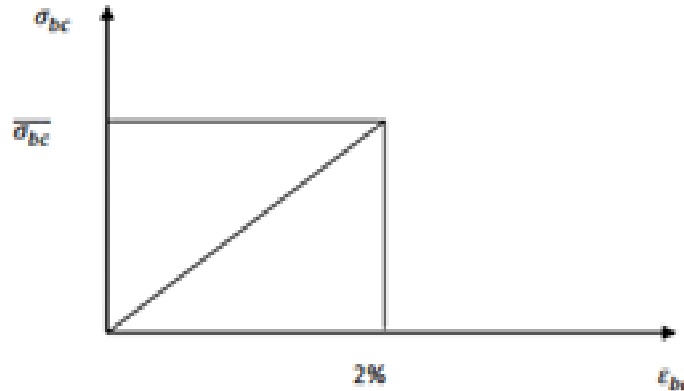


FIGURE I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

C) Contrainte de cisaillement :

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

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

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : La largeur de l'ame.

d : Valeur de la hauteur utile

-Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

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

D) Module de déformation :

• **Module de déformation longitudinale :**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

-Instantanée : C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24heures.

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad \text{(BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.21).}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$$E_{ij} = 11000(25)^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

-Différée : Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.2.1.22})$$

$$E_{vj} = 3700(25)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

• **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.2.1.3})$$

Avec: E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{(\Delta d / d) \text{ déformation relative transversale}}{(\Delta l / l) \text{ déformation relative longitudinale}}$$

$\nu = 0$ pour les calculs des sollicitations (ELU)

$\nu = 0,2$ pour les calculs des déformations (ELS) données par (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1. 3)

I.4.2. Les aciers :

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais nul en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction.

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances et leurs modules d'élasticité, dans notre cas les aciers utilisés sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE 400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL.520 ($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I.1 : **Caractéristiques mécaniques des aciers.**

Module d'élasticité longitudinale

Dans notre cas il est égale à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié 99/A 2.2 .1)

A) Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :** Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.2.1.2})$$

Avec γ_s coefficient de sécurité est :

(BAEL91 modifié 99, Art.4.3.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \dots \text{situation courante} \end{array} \right.$$

f_e : Limite d'élasticité garantie, c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2% .

▪ **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications a effectué vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable : (BAEL91modifié99 / Art. A.4.5.33)

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : (BAEL 91 modifié99/Art 4.5.34)

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en (A.4.5,32) :

-la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0,8x(\text{MPa})$, l'expression donnée en (A.4.5.33).

η Coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses (r.l)

$\eta=1,6$ pour les aciers haute adhérence (H.A)

$\eta=1,3$ pour les aciers haute adhérence $\phi < 6\text{mm}$

Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : (BAEL91modifié99/ArtA.2.2.2)

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

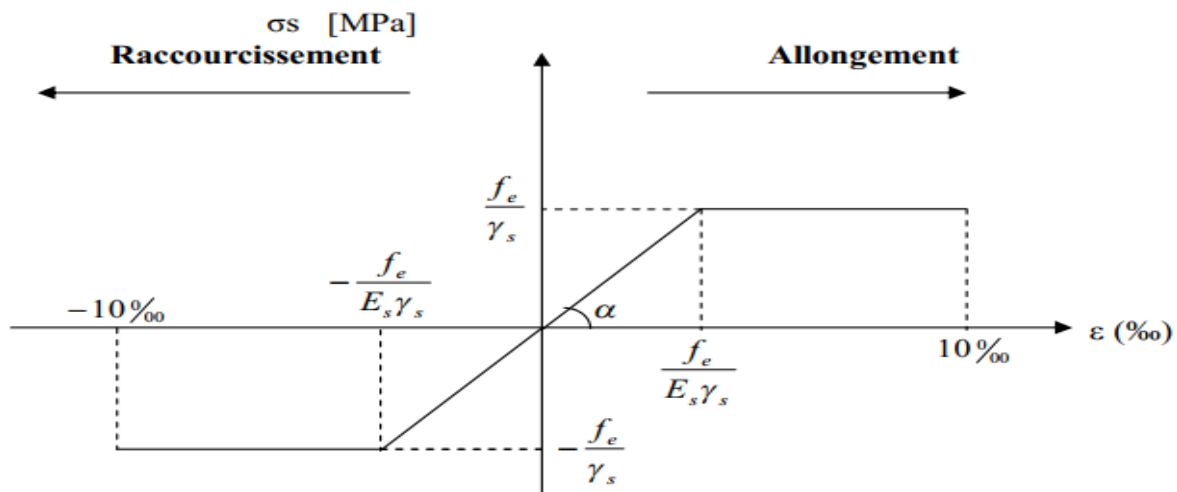


FIGURE I.5 : Diagramme contraintes – déformations

B) Protection des armatures : (BAEL91modifié99/Art A. 7.2.4)

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

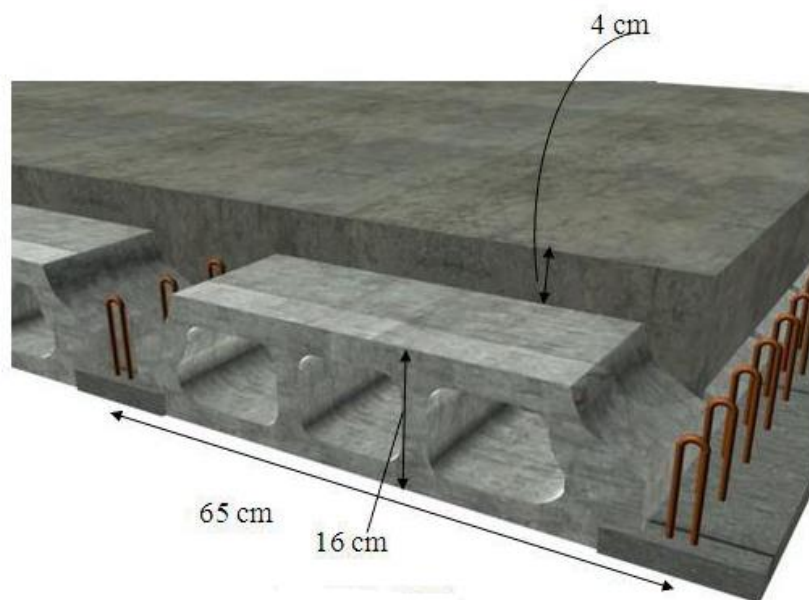
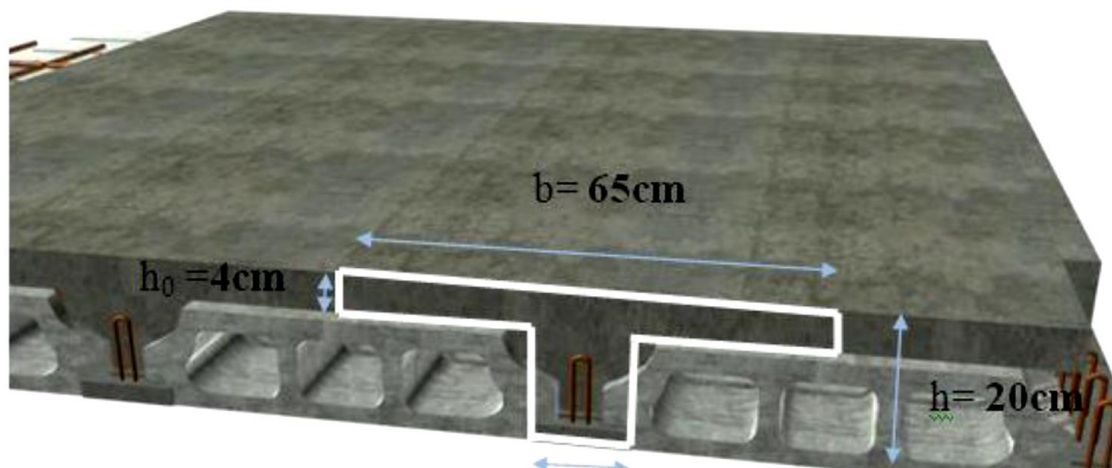
- $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/modifié99), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99).

CHAPITRE II:

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les voiles...etc.

II.1.1. Pré-dimensionnement les planchers:

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont:

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers Ce sont :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

a) Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelée **poutrelle** qui assure la fonction de portances, disposées suivant l'axe de la petite portée.
- Remplissage en corps creux utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique.
- Une dalle de compression en béton de 4 à 5 cm d'épaisseur.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soient pas trop élevée sa fin de ne pas occasionner de désordres aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante:

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423})$$

Avec : L : Portée libre maximale des poutrelles.

h_t : Hauteur total du plancher.

On a : $L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$.

$$h_t = \frac{315}{22,5} = 14 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.

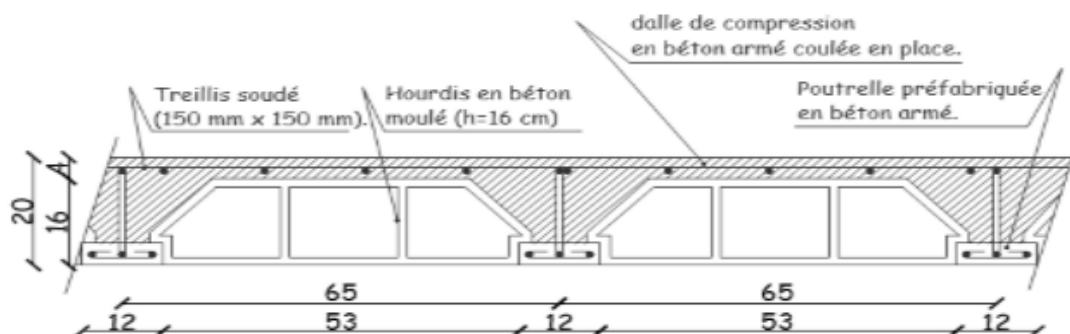


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

b) Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes, dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Pour notre bâtiment, on aura à réaliser une dalle pleine au niveau de la salle machine de l'ascenseur qui prend appui sur quatre (04) côtés, et celle de panneau de dalle dont est placée la cage d'ascenseur.

L'épaisseur d'une dalle pleine est en fonction de plusieurs paramètres tels que :

- Ses dimensions (la résistance à la flexion).
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

II.1.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dans le rôle est :

- L'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).
- On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empirique préconisé par le **BAEL91modifié99** et vérification selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité

Les formules BAEL 91 modifié 99

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

L: longueur libre maximale entre nus des appuis.

b : largeur de la poutre.

h_t: la hauteur de la poutre

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_t/b \leq 4$$

a) Les Poutres principales (PP) :

Ce sont les poutres qui supportent les poutrelles, du fait qu'elles sont disposées perpendiculairement aux sens de ces dernières

On a $L_{pp} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\text{La hauteur} \quad \frac{375}{15} \leq h_p \leq \frac{375}{10} \quad \longrightarrow \quad 25 \leq h_p \leq 37.5 \quad \text{On prend } h_{pp} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur} \quad 0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b_p \leq 24.5 \quad \text{On prend } b_p = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99 :

$$h_{pp} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b_t = 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 \leq 4 \quad \text{CV}$$

b) Les poutres secondaires (PS) :

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

$$\text{La hauteur } \frac{315}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{315}{10} \quad \longrightarrow \quad 21 \leq h_{ps} \leq 31.5$$

On prend $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

$$\text{La largeur } 0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps} \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b_{ps} \leq 24.5$$

On prend $b_{ps} = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA 99 :

$$h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b_{ts} = 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Finalement, on prend : ☐ Poutres principales : (30*35).
☐ Poutres secondaires : (30*35).

c) Poutre de chaînage :(suivant l'axe xx et y-y) :

La section de la poutre de chaînage est $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$ selon les deux sens.

Remarque : dans un but esthétique, on prend la hauteur des poutres de chaînages est égale à la hauteur des poutres principales ou secondaire selon leur disposition.

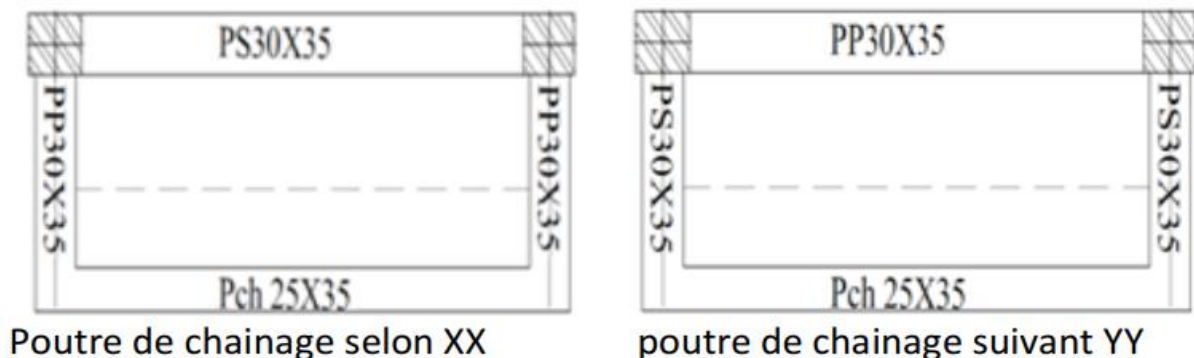


Figure II.2 : Poutre de chaînage :(suivant l'axe xx et y-y)

d) Poutres inclinées de la toiture :

Sont des chaînages inclinés ou rampants, leur dimensions dépend de la portée de la poutre, dans notre cas on prendra les dimensions suivantes : $b = 30 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

la section de la poutre incliné est $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Selon le RPA la hauteur minimale des chaînages est $h = 15 \text{ cm}$

Selon des exigences de [RPA 99(2003) /A 7 .5 .1], poutres doivent respecter les dimensions

• **Vérification :**

Pour les poutres inclinées de la toiture :

$$h_{inc} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b_{inc} = 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \quad \text{CV}$$

II.1.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre les charges verticales, d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal.

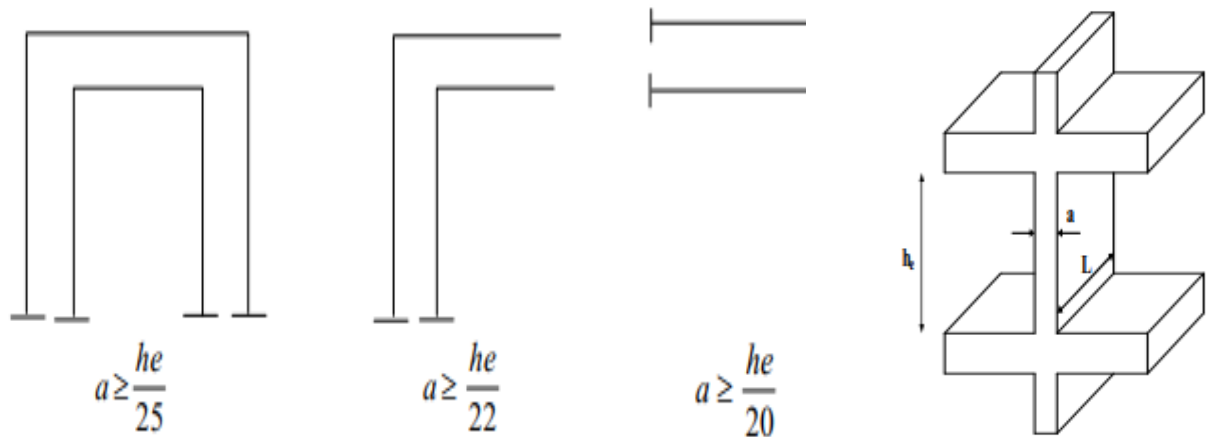


Figure II.3 : coupe des voiles en plan et coupe de voile en élévation.

Epaisseur:

Notre structure à des voiles linéaires $a \geq \frac{h_e}{20}$

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités $h_e = h - e_p$

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1)

$$a \geq \frac{h_{e\max}}{20}$$

$h_{e\max}$: La hauteur libre max des niveaux

On a la hauteur de RDC= 4.08m

Et étage courant =3.06m

On prend $h_e=4.08m$

$$h_{e\max}=408-20=388cm \quad a \geq \frac{388}{20}=19.40cm$$

Soit: $a=20cm$

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige

Une épaisseur minimale de 15 cm

On a $a = 20cm$ donc $a \geq 15cm$ CV

La largeur minimale L_{\min} du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a \text{ donc } L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80cm$$

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

On a : $L_{\min} = 80cm$ CV

II.1.4. Pré-dimensionnement des poteaux:

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{(Q+G)}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression ($\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$).

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le DTR BC.22.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ En zone I et IIa.

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ En zone III et IIb.

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

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

Avec : (b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux et h_e : hauteur libre d'étage.

II.2. Détermination des charges et surcharges :

II.2.1. Charges permanentes:

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

a) Toiture :

Elément	La charge (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris)	0,4
Chevrans et pannes	0,1
Mur pignon (cloison)	0,9
	$G_t = 1,4$

Tableau II-1 : Charge permanente de la toiture

b) Plancher en corps creux:

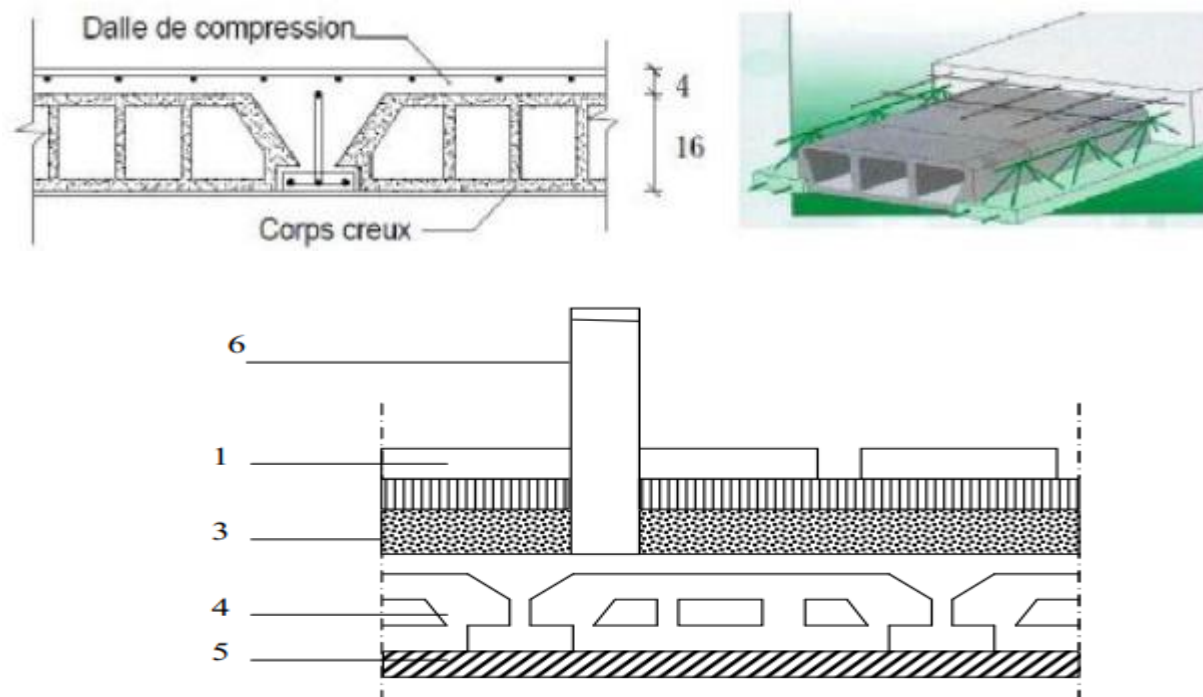


Figure II.4 : Coupes verticale du plancher courant

Eléments et numéro	Epaisseur En (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage1	2	0,4
Mortier de pose2	2	0,4
Couche de sable3	2	0,38
Plancher en corps creux4	16+4	2,85
Enduit de ciment5	0,18	0,36
Maçonnerie en brique creuse6	10	0,9
		5,29

Tableau II.2 : Charges permanentes planché courant.

c) Dalle pleine :

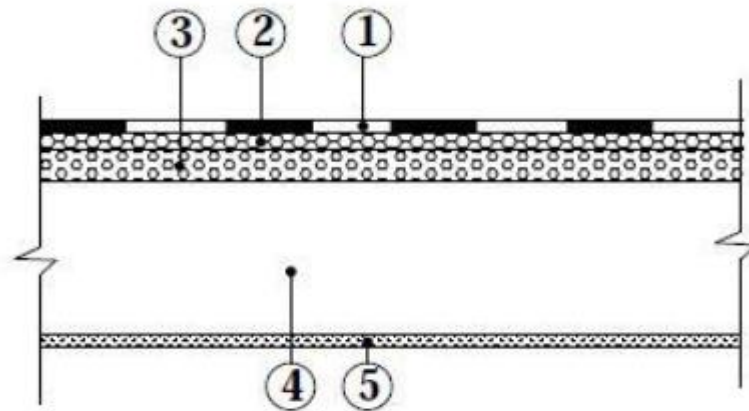


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher dalle pleine.

Eléments et numéro	Epaisseur En (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage ¹	2	0,4
Mortier de pose ²	2	0,4
Couche de sable ³	2	0,38
Dalle pleine en béton armé ⁴	15	3,75
Enduit de plâtre ⁵	2	0,2
		$G_{tdp}=5,13$

Tableau II.3 : charges permanentes de la dalle pleine.

d) Maçonnerie: Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

-Murs extérieurs :

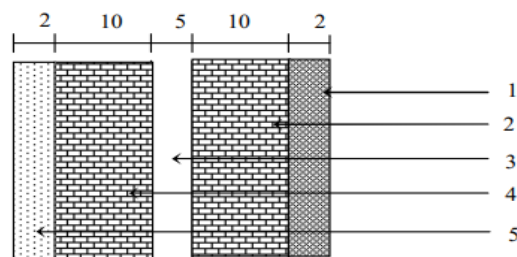


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

	Eléments	Epaisseur en (cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur de ciment	2	0,36
2	Brique creuse	10	0,9
3	Lame d'air	5	0
4	Brique creuse	10	0,9
5	Enduit intérieur de plâtre	2	0,2
			$G_{me}= 2,36$

Tableau II.4 : charge permanente de mur extérieur.

-Murs intérieurs : En briques creuses de 10cm d'épaisseur

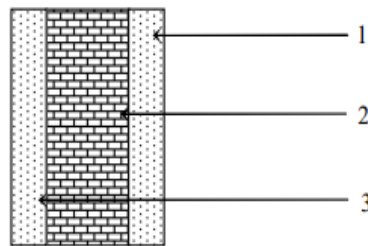


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	2	0,2
2	Brique creuse	10	0,9
3	Enduit en plâtre	2	0,2
			$G_{tmi} = 1,3$

Tableau II.5 : charge permanent de murs intérieurs

e) Balcon en dalle pleine :

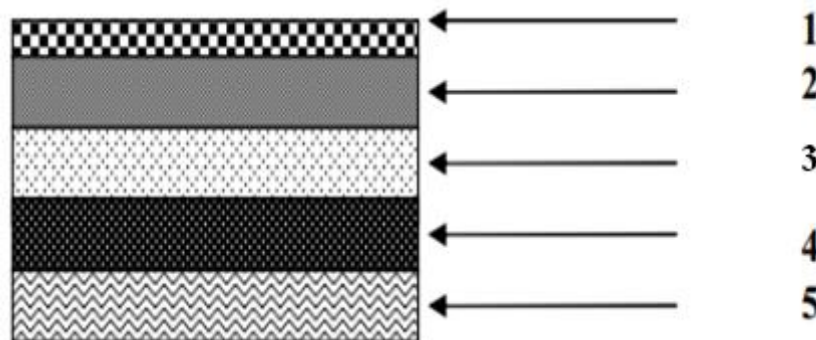


Figure II.8 : Coupe verticale de balcon en dalle pleine

N	Eléments	Epaisseur en (cm)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	0,44
2	Mortier de pose	2	0,4
3	Couche de sable	2	0,36
4	Dalle pleine en béton	15	3,75
5	Enduit en mortier ciment	2	0,44
			$G_{tbdp} = 5,39$

Tableau II.6 : charge permanente du balcon en dalle pleine

f) Chéneaux :

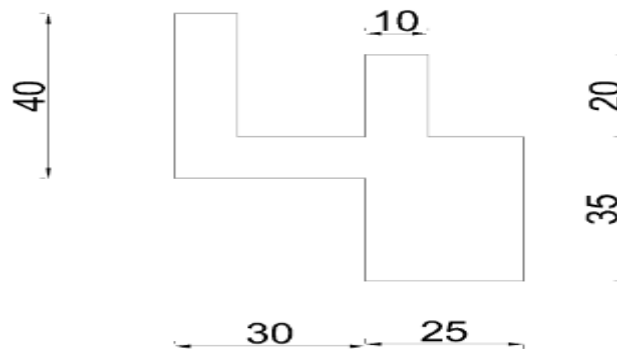


Figure II.9 : Coupe verticale de chéneau

La charge permanente de chéneaux

$$G = 25 [(10 \times 20) + (30 \times 10) + (20 \times 10)]$$

$$G = 1.75 \text{ KN/ml}$$

II.2.2. Les surcharges d'exploitation:

Nous déterminons les surcharges d'exploitations des différents éléments à partir du [DTRC2-2]

Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage rez de chaussée à usage commercial : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Escalier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Chéneaux: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charpente : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

II.3. Descente des charges :

II.3.1. Le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est celui du portique (B) et la file (2) :

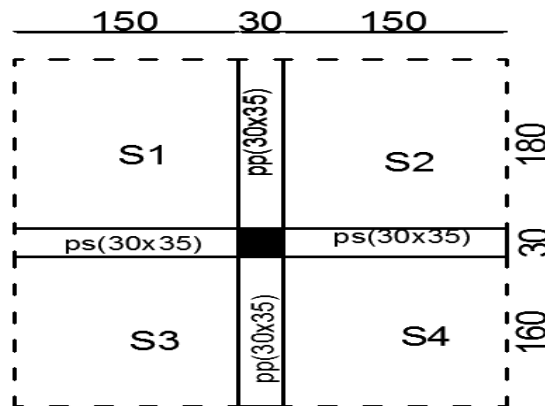


Figure II.10: Le poteau le plus sollicité

$$S_1=S_2=1.50 \times 1.80=2.7 \text{ m}^2$$

$$S_3=S_4=1.60 \times 1.50=2.4 \text{ m}^2$$

$$S_t=2S_1+2S_3=(2 \times 2.7) + (2 \times 2.4)=10.2 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments :

-Poids propre des plancher

Plancher	Surfaces (m ²)				Charges (KN/m)	Charges permanente Des planches (KN)
	S1	S2	S3	S4		
Plancher étage courant	2.7	2.7	2.4	2.4	5.29	53.958
Toiture	3.03	3.03	2.7	2.7	1.4	16.044

Tableau II.7 : Récapitulatif des charges permanentes des planchers.

-Poids propres des poutres1

poutres	Charge permanent des poutres G(KN)	Charges permanente totale des poutres (KN)
Poutre secondaire	$G_{ps}=l \times b \times h \times \rho=(1.5+1.5)0.3 \times 0.35 \times 25=7.875$	$G_{\text{totale}}=7.875+8.925=16.8$
Poutre principale	$G_{pp}=l \times b \times h \times \rho=(1.8+1.6)0.3 \times 0.35 \times 25=8.925$	
Poutre incline	$G_{pi}=l \times b \times h \times \rho=[(1.6/\cos 26.26)(1.8/\cos 26.26)] \times 0.3 \times 0.35 \times 25=9.95$	$G_{\text{totale}}=9.95+8.925=18.875$
Panne faitiere	$G_{pr}=l \times b \times h \times \rho=(1.8+1.6) \times 0.3 \times 0.35 \times 25=8.925$	

Tableau II.8 : Récapitulatif des charges permanentes des poutres

II.3.2. Calcul des surcharges d'exploitation

☞ Toiture

$$Q_0 = 1 \times 11.46 = 11.46 \text{ KN}$$

☞ Plancher de la toiture

$$Q_1 = 1 \times 10.2 = 10.2 \text{ KN}$$

☞ Plancher de (RDC (haut) + étages courants)

$$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.5 \times 10.2 = 15.3 \text{ KN}$$

a) Calcul des surcharges selon la loi de dégression :

Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22 :

-Elle s'applique au bâtiment a grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

-Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5.

Notre ouvrage est composé de 6 niveaux donc on doit appliquer la méthode. la loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Q₀ : surcharge d'exploitation de la toiture**Q_i** : surcharge d'exploitation de l'étage**.n** : numéro de l'étage du haut vers le bas**Q_n** : surcharge d'exploitation à l'étage **n** en tenant compte de la dégression des surcharges

Donc les charges d'exploitations sont calculées comme suite :

Sous toiture : $Q_0 = 11.46 \text{ KN}$ Sous-planche toiture : $Q_0 + Q_1 = (11.46 + 10.2) = 21.66 \text{ KN}$

Sous les étages inférieurs

Etage 5 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.46 + 0.95 (10.2 + 15.3) = 35.685 \text{ KN}$ Etage 4 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.46 + 0.9 (10.2 + 15.3 + 15.3) = 48.18 \text{ KN}$ Etage 3 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.46 + 0.85 (10.2 + 15.3 + 15.3 + 15.3) = 59.706 \text{ KN}$ Etage 2 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.46 + 0.8 (10.2 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3) = 68.58 \text{ KN}$ Etage 1 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.46 + 0.75 (10.2 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3) = 76.485 \text{ KN}$ RDC : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.46 + 0.71 (10.2 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3 + 15.3) = 83.88 \text{ KN}$

Application numérique

Niveau	Charges permanent(KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux N=G+Q	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G total	G Cumule	Q _i	Q cumule		S ≥ N _s /σ _{bc}	Section adopter
toiture	16.044	18.875	5.468	40.387	40.387	11.46	11.46	51.847	34.564	30x30
6eme étage	53.958	16.8	4.468	75.226	115.613	21.66	33.12	148.733	99.155	35x35
5eme etage	53.958	16.8	4.468	75.226	190.839	35.685	68.805	259.644	173.096	35x35
4eme etage	53.958	16.8	4.468	75.226	266.065	48.18	116.985	383.05	255.366	35x35
3eme etage	53.958	16.8	4.468	75.226	341.291	59.706	176.691	517.982	345.521	40x40
2eme etage	53.958	16.8	4.468	75.226	416.517	68.58	245.271	661.788	441.192	40x40
1er etage	53.958	16.8	4.468	75.226	491.743	76.485	321.756	813.499	542.33	45x45
RDC	53.958	16.8	6.0625	76.820	568.563	83.88	405.636	974.199	649.466	45x45

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente des charges

b) Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

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

Min (b; h) ≥ 25 cm

Min (b; h) ≥ h_e/20

1/4 < b/h < 4

♦ **RDC: Poteau (45x45)**

Min (b ;h)=45cm>25cm cv

Min (b ;h)=45cm>h_e/20=408/20=20.4

1/4 < $\frac{45}{45} = 1 < 4$

♦ **1^{er} étage : Poteau (45x45)**

Min (b ; h)=40cm>25cm cv

Min (b ;h)=40cm>h_e/20=306/20=15.3

1/4 < $\frac{45}{45} = 1 < 4$

♦ 2^{ème}, 3^{ème} étage Poteau (40x40)

$$\text{Min } (b ; h) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b ; h) = 40\text{cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

♦ 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage Poteau (35x35)

$$\text{Min } (b ; h) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b ; h) = 35\text{cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

♦ Poteau (30x30) planché toiture

$$\text{Min } (b ; h) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b ; h) = 30\text{cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

c) Vérification au flambement (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

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

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 \cdot l_0$).

l_0 : Longueur libre du poteau

i_{\min} : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

♦ Pour le RDC : (45x45)

$$L_0 = 4.08\text{m d'où } \lambda = 0.7 \times 4.08 \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 21.98 < 50 \quad \text{CV}$$

♦ Pour 1^{er} et 2^{age} (45x45)

$$L_0 = 3.06\text{m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.49 < 50 \quad \text{CV}$$

♦ Pour 2^{ème}, 3^{ème} étage Poteau (40x40)

$$L_0 = 3.06\text{m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 18.55 < 50 \quad \text{CV}$$

♦ 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage Poteau (35x35)

$$L_0 = 3.06\text{m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.35} = 12.11 < 50 \quad \text{CV}$$

♦ Poteau (30x30) planché toiture

$$L_0 = 3.06\text{m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.30} = 24.73 < 50 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le Flambement.

Sections adoptées :**Poteaux :**

- **30*30**cm² pour le plancher toiture.
- **35*35** cm² pour les planchers 4 et 5 et 6^{ème} étages courants.
- **40*40** cm² pour les planchers 2 et 3 étages courants.
- **45*45** cm² pour RDC et 1^{er} étage.

Poutre :

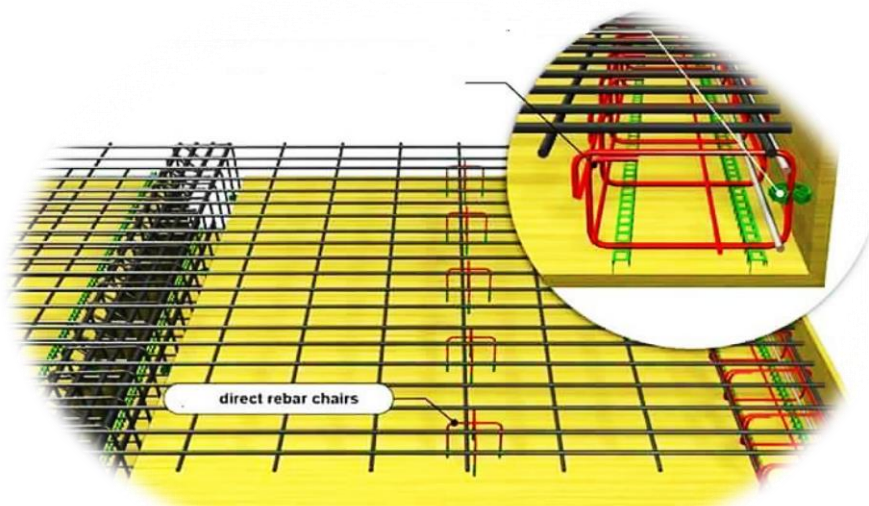
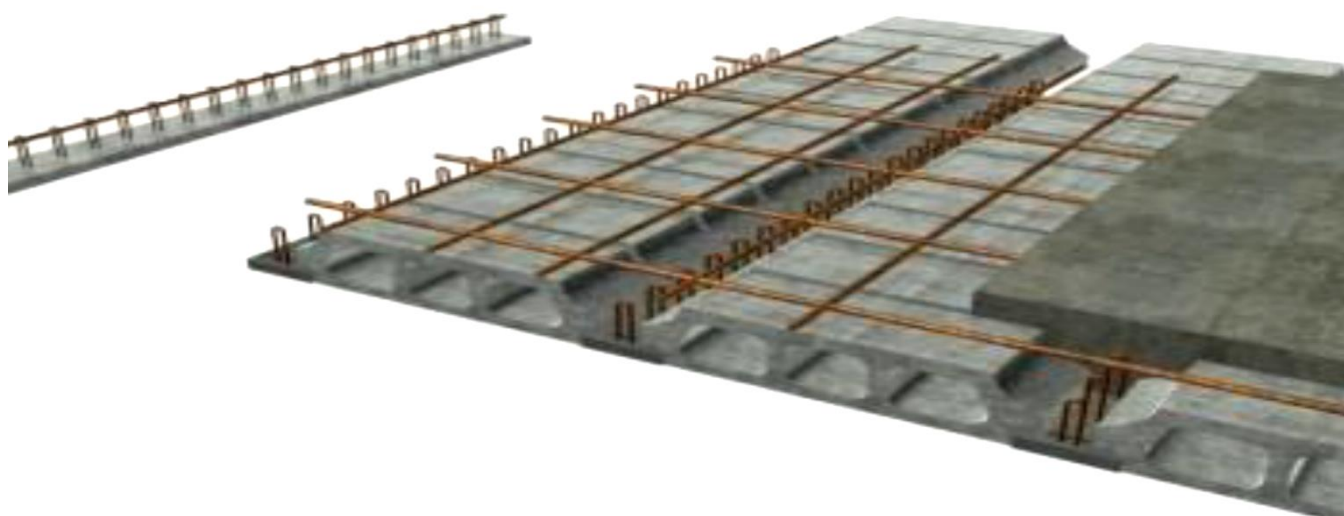
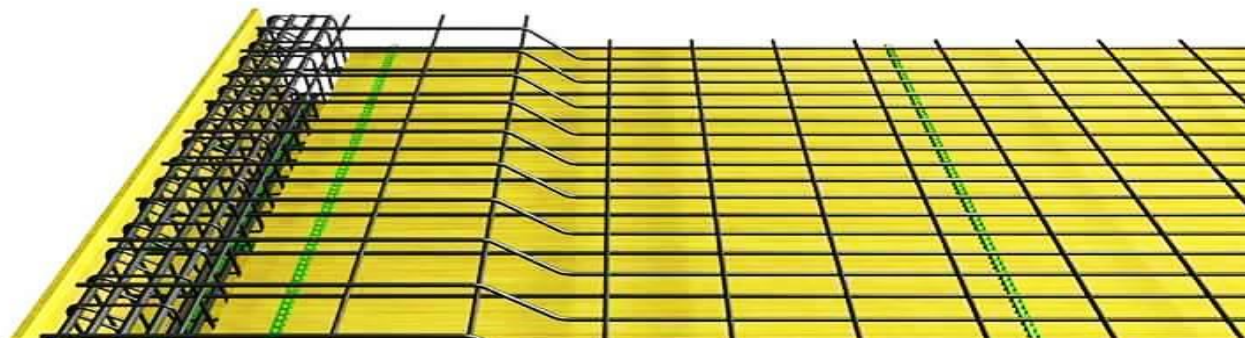
- **30*35**cm² pour les poutres principales et secondaires
- **30*35** cm² pour les poutres incline de la toiture.
- **25*35** cm² pour les poutres de chinage.
- **30*20** cm² pour la poutre noyer.

Les voiles :

- Epaisseur des voiles 20cm.
- Largeur des voiles est supérieure à 80 cm.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments



III.1. Plancher :

Les planchers sont les éléments horizontaux de la structure, capable de reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, aussi il isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas le plancher est en corps creux, constitué d'une dalle de compression (4cm), corps creux (16cm), et des poutrelles qui sont disposé dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes, ces dernières reprennent la totalité des charges permanente et les charges d'exploitation.

Le calcul se fera pour : **Plancher étage courant**

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soude de nuance TL520 ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- Repartir les charges localisées entre poutrelles voisines

Les dimensions des mailles de treillis soude ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le BAEL 91

III.1.1. Détermination de la section en T :

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles

33cm pour les armatures $//$ aux poutrelles

$H=16+4=20$ cm (hauteur de la dalle)

$H_0=4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C=2$ cm (enrobage)

$D= 18$ cm (hauteur utile)

B_1 =largeur de l'hourdis



Figure III-1 : coupe la section en T

Avec :

L : la distance entre face voisines de deux nervures

La largeur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive de la condition suivante :

$$B_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{340-25}{10} = 31.5 \text{ cm}$$

$$B_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 6 \times 4 = 24 \text{ cm} \leq 26.5 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm} \quad \emptyset 5 \text{ nuances TLE 520}$$

$$\text{Soit } b_1 = 26.5 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 \times 26.5 = 65 \text{ cm}$$

III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage est donne par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \quad A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec $L=65\text{cm}$ distance entre axes des poutrelles

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7\text{cm}^2$$

$$S_t = 100/6 = 16.66 \text{ donc on prend l'espacement } e = 15\text{cm}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{//} = 6\phi 6 = 1.7\text{cm}^2$$

$$S_t = 100/6 = 16.66 \text{ donc on prend l'espacement } e = 15\text{cm}$$

On adopte pour un treillis soudé de diamètre **6mm** dont la maille égale à **15 cm** dans les **2sens**

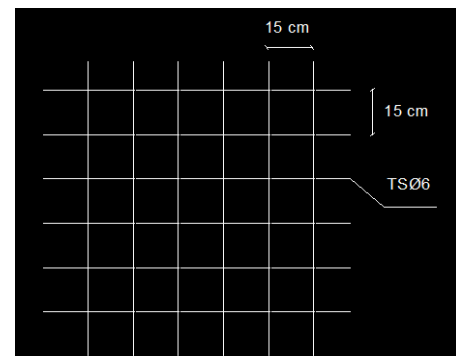
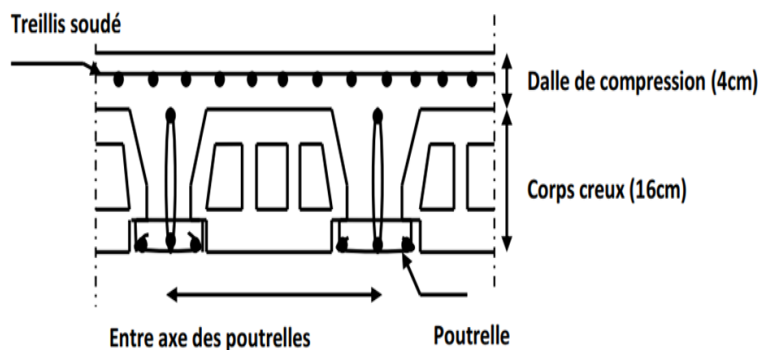


Figure III-2 : Disposition constrictive de la dalle de compression.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soude (TLE 520) De dimension $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.1.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

b : Largeur de la poutrelle.

h : Hauteur de la poutrelle. C=2cm

C : enrobage.

d : Hauteur utile

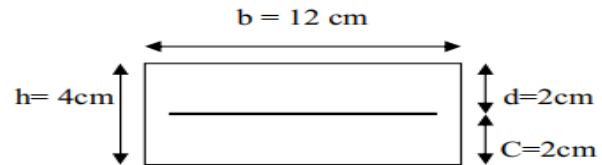


Figure III-3 : Section de la poutrelle

a) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

Détermination des charges :

- Les charges permanentes :**

- poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \times 1.00 = 0.12 \text{ KN/ml}$

- poids propre du corps creux (16cm) : $G_2 = 0.65 \times 0.95 \times 1.00 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Donc $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

- La charge d'exploitation :**

Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Les combinaisons de charge :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$



Figure III-4 : Schéma statique de la poutrelle simplement appuyée

Calcul du moment maximal :

$$M_{\max} = \frac{ql_{\max}^2}{8}$$

$$\text{ELU: } M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.4)^2}{8} = 3.612 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.74 \times (3.4)^2}{8} = 2.514 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant maximum:

$$T_{\max} = \frac{q l_{\max}}{2}$$

$$\text{ELU : } T_u = \frac{q u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.4}{2} = 4.25 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = \frac{q s l}{2} = \frac{1.74 \times 3.4}{2} = 2.96 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutrelle

$$.h=4\text{cm} \quad c=2\text{cm} \text{ et } d=h-c=4-2=2\text{cm} \quad b=12\text{cm}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = \frac{3.612 \times 10^6}{120 \times 14.2 \times 20^2} = 5.299 \quad \text{donc } \mu_b > 0.392 \quad \mu_b > \mu_l \quad \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite (4X12cm) il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80a 120cm)

b) Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul fait en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue encastrée partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression en plus les charges et les surcharges éventuelles revenant au plancher

$$\text{-poids propre du plancher : } G = 5.29 \times 0.65 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-poids propre du plancher dernier étage : } G = 3.05 \times 0.65 = 1.98$$

$$\text{-surcharge d'exploitation : usage d'habitation : } Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dernier étage : } Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Combinaison d'action :

- **1^{er} type : usage d'habitation :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$.q_u = 1.35 \times 3.44 + 1.5 \times 0.98 = 6.11 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$.q_s = 3.44 + 0.98 = 4.42 \text{ KN/ml}$$

- **2^{eme} type dernier étage:**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$.q_u = 1.35 \times 1.98 + 1.5 \times 0.65 = 3.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$.q_s = 1.98 + 0.65 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

III.1.4. Choix de la méthode de calcul:

Méthode de forfaitaire :(ArtB.6.2.210/BAEL91)

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$Q \leq \max (2G ; 5KN)$$

$$Q = 1.5KN/ml < 2G = 2 \times 3.44 = 6.88KN/ml$$

$$Q = 1.5 < 5KN$$

condition vérifiée

- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.....condition vérifiée
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.4/3.4 = 1$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.4/3.3 = 1.03$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.3/3.4 = 0.97$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.4/3.3 = 1.03$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.3/3.4 = 0.97$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.4/3.4 = 1$$

condition vérifiée

- la fissuration est considérée comme peu nuisiblecondition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable**b) Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

**Figure III-5 :** Diagramme des moments.

c) Expose de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérées

En effet pour $Q=0 \longrightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \longrightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis
 q : charge uniformément répartie
- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0) \\ M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive} \end{aligned} \right\} \text{ on prend : } M_t^{max}$$

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas on a deux types de poutre

1-Poutre sur (8) appuis, on aura le diagramme suivant :

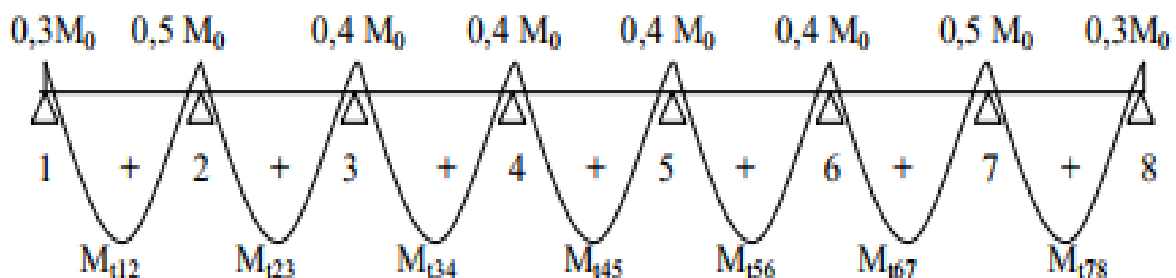


Figure III-6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

Calcul des coefficients :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.98}{0.98+3.44} = 0.2217 \quad \text{donc on aura après calcul } \alpha = 0.222$$

$$1+0.3\alpha = 1.067$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments fléchissant :

✓ **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU**

$$M_{12}=M_{23}=M_{45}=M_{67}=M_{78}=Q_u \cdot L^2/8 = 6.11 \times (3.4^2)/8 = \mathbf{8.83 \text{ KN.m}}$$

$$M_{34}=M_{56}=Q_u \cdot L^2/8 = 6.11 \times (3.3^2)/8 = \mathbf{8.32 \text{ KN.m}}$$

✓ **Calcul des moments sur appui :**

$$M_1=M_8=0.3M_{12}=2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_2=M_7=0.5 \max (M_{12}, M_{23}) = 0.5 \max (8.83) = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_3=M_4=M_5=M_6=0.4 \max (M_{23}, M_{34}) = 0.4 \max (8.83, 8.32) = 3.53 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments en travée :**

$$\text{On a } 1+0.3\alpha = 1.067 \text{ et } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \text{ et } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Travée 1-2

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{2.65+4.42}{2} + 1.067 \times 8.83 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 8.83 = 5.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{t1-2} = M_{t7-8} = \mathbf{5.89 \text{ KN.m}}$$

Travée 2-3

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{4.42+3.53}{2} + 1.067 \times 8.83 = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 8.83 = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{t2-3} = M_{t6-7} = \mathbf{5.45 \text{ KN.m}}$$

Travée 3-4

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{3.53+3.53}{2} + 1.067 \times 8.32 = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 8.32 = 4.43 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t3-4} = M_{t5-6} = 5.35 \text{ KN.m}$

Travée 4-5

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{3.53+3.53}{2} + 1.067 \times 8.83 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 8.83 = 4.71 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t4-5} = 5.89 \text{ KN.m}$

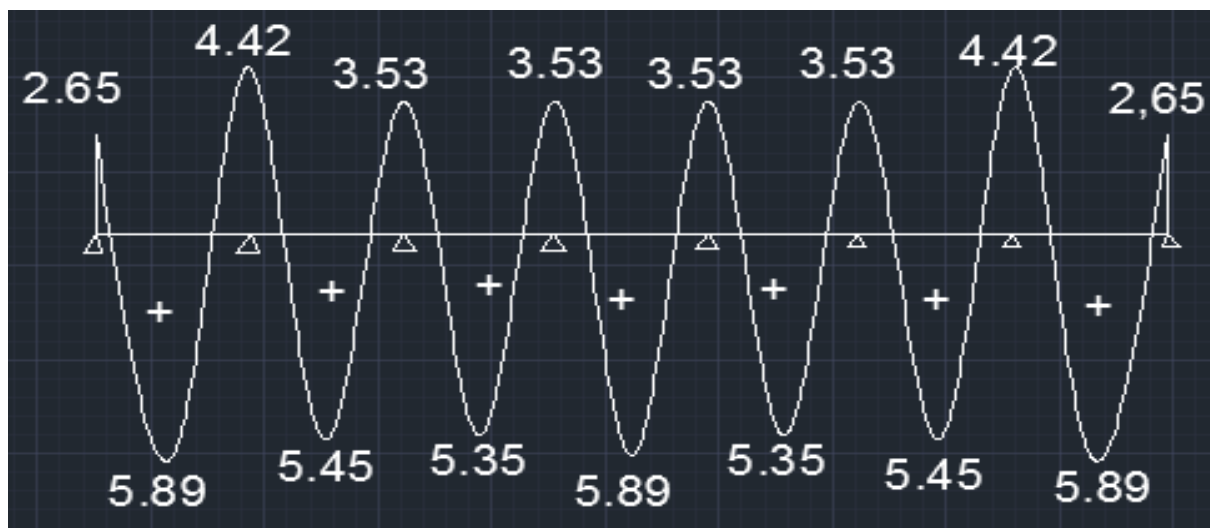


Figure III-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \\ \theta(x=1) = -\frac{q_u L}{2} \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

Travée 1-2

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_1 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 2.65}{3.4} = 10.91 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = - \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 2.65}{3.4} = -9.87 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{3.53 - 4.42}{3.4} = 10.13 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_3 = - \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{3.53 - 4.42}{3.4} = -10.65 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_3 = \frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.3} = 10.08 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_4 = - \frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.3} = -10.08 \text{ KN}$$

Travée 4-5

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_4 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.4} = 10.39 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_5 = - \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.53} = -10.39 \text{ KN}$$

Travée 5-6

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_5 = \frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.3} = 10.08 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_6 = - \frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{3.53 - 3.53}{3.3} = -10.08 \text{ KN}$$

Travée 6-7

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_6 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 3.53}{3.4} = 10.65 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_7 = - \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 3.53}{3.4} = -10.13 \text{ KN}$$

Travée 7-8

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_7 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{2.65 - 4.42}{3.4} = 9.87 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_8 = - \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{2.65 - 4.42}{3.4} = -10.91 \text{ KN}$$

Remarque :

Notre poutre présente une symétrie, à cet effet on aura :

Travée (1 ; 2) = travée (7 ; 8).

Travée (2 ; 3) = travée (6 ; 7).

Travée (3 ; 4) = travée (5 ; 6). et sont séparée par la travée (4 ; 5)

Le diagramme des efforts tranchants sera présenté dans la figure suivante :

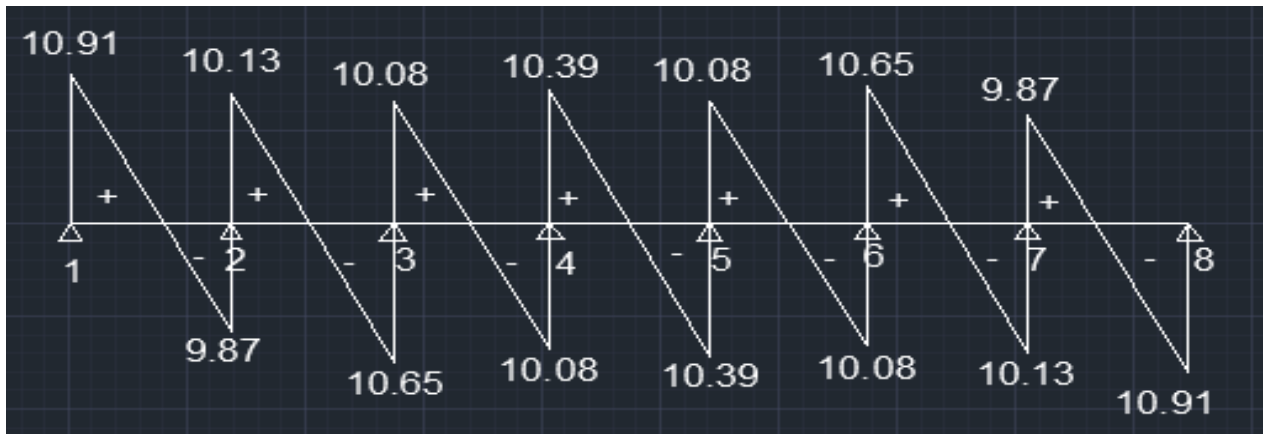


Figure III-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

-Poutre sur (4) appuis :

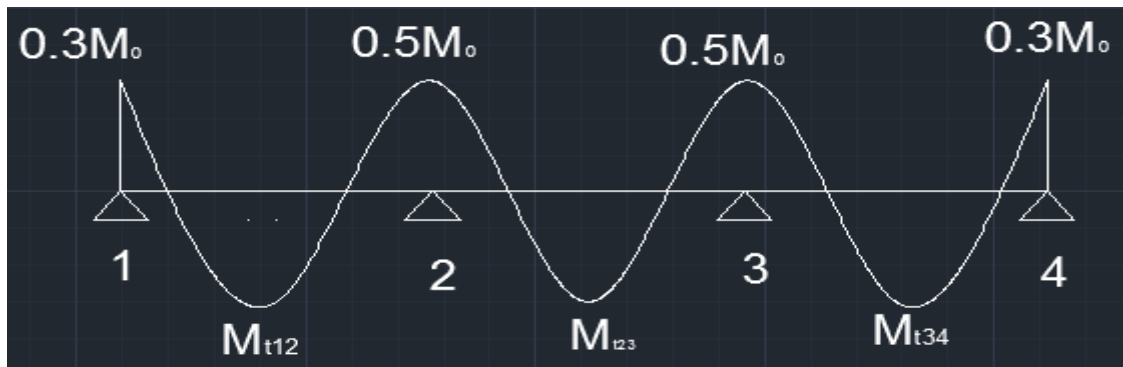


Figure III-9 : Diagramme des moments d'une poutre continue

Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU

$$M_{12}=M_{23}=Q_u.L^2/8=6.11 \times (3.4^2)/8=8.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{34}=Q_u.L^2/8=6.11 \times (3.3^2)/8=8.32 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments sur appui :

$$M_1=0.3M_{12}=0.3 \times 8.83=2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_2=0.5 \max (M_{12}, M_{23})=0.5 \max (8.83)=4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_3=0.5 \max (M_{23}, M_{34})=4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_4=0.3 M_{34}=0.3 \times 8.32=2.50 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments en travée

$$\text{On a } 1+0.3 \alpha=1.067 \text{ et } \frac{1+0.3 \alpha}{2}=0.533 \text{ et } \frac{1.2+0.3 \alpha}{2}=0.633$$

Travée 1-2

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{2.65+4.42}{2} + 1.067 \times 8.83 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 8.83 = 5.59 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t1-2} = 5.89 \text{ KN.m}$

Travée 2-3

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{4.42+4.42}{2} + 1.067 \times 8.83 = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 8.83 = 4.71 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t2-3} = 5 \text{ KN.m}$

Travée 3-4

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{4.42+2.50}{2} + 1.067 \times 8.32 = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 8.32 = 5.27 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t3-4} = 5.42 \text{ KN.m}$

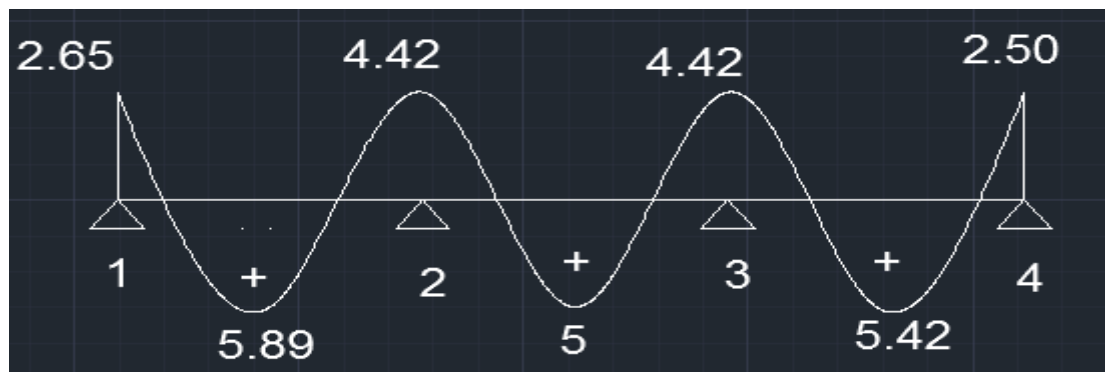


Figure III-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchants :**Travée 1-2**

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_1 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 2.65}{3.4} = 10.91 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = -\frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 2.65}{3.4} = -9.87 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = \frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 4.42}{3.4} = 10.39 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_3 = -\frac{6.11 \times 3.4}{2} + \frac{4.42 - 4.42}{3.4} = -10.39 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_3 = \frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{2.50 - 4.42}{3.3} = 9.5 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_4 = -\frac{6.11 \times 3.3}{2} + \frac{2.50 - 4.42}{3.3} = -10.66 \text{ KN}$$

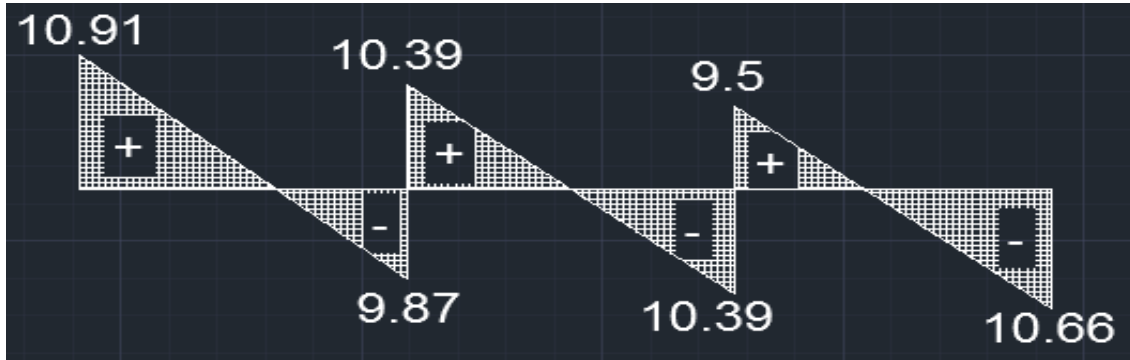


Figure III-11 : Diagramme des efforts internes à l'ELU Poutres de type 02).

Conclusion : Les calculs effectués sur les deux types de poutre nous ont conduits à retenir les valeurs des sollicitations les plus défavorables suivantes :

Moment maximal aux appuis: $M^a_{\max} = -4,42 \text{ KN.m}$

Moment maximal en travée : $M^t_{\max} = 5.89 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max aux appuis de rive : $T^1_{\max} = 10,91 \text{ KN}$

Effort tranchant aux appuis intermédiaires : $T^2_{\max} = 10,65 \text{ KN}$

III.1.5. Ferrailage de la poutrelle a l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

En travée : $M^t_{\max} = 5.89 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M^a_{\max} = -4.42 \text{ KN.m}$

a) Armature en travée :

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

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} \gg M^t_{\max} = 5.89 \text{ KN.m}$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh) (65X20) cm

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{bu} b d^2} = \frac{5.89 \times 1000}{14.2 \times 18 \times 18 \times 348} = 0.0036 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0036 \quad \beta = 0.9955$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{5.89 \times 1000}{0.9955 \times 18 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis : $M^a_{\max} = -4,42 \text{ KN.m}$

Aux niveaux des appuis, la table de compression est entièrement tendue, et la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions : $b_0=12\text{cm}$, $h=20\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{bu} b_0 d^2} = \frac{4.42 \times 1000}{14.2 \times 18 \times 18 \times 12} = 0.08 \text{ cm}^2 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.08 \quad \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{4.42 \times 1000}{0.958 \times 18 \times 348} = 0.736 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les sections d'armatures à ELU sont comme suit :

En travée : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

c) Calcul des armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un cadre $2 \phi 8$ avec $A_t = 1,0 \text{ cm}^2$

θ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

\emptyset : Diamètre des barres utilisées comme acier transversal.

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

h : La hauteur de la poutrelle ($h = 20\text{cm}$).

L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA8, avec un espacement constant **St=15cm** sur la totalité des poutrelles.

III.1.6. Vérifications à l'ELU :**• Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.7.2, 1) :**

Les sections d'armatures longitudinales adoptées doivent vérifier la condition

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Usage d'habitation :

Travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Appui : $A_{ap} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211) :**

Pour justifier les armatures transversales vis-à-vis de l'effort tranchant ultime au niveau des appuis, on doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$. $T_u^{\max} = T_1^{\max} = 10.91 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{ab_0} = \frac{10.91 \times 1000}{180 \times 120} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

donc : $\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91, Art. A.6.13)**

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Etage d'habitation

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{10.91 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 12} = 0.59 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Le périmètre utile des barres

$\tau_{se} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{ kN}$$

Appuis de rive: $T_1^{\max} = 10.91 \text{ kN}$

$10.91 \text{ kN} \leq 129.6 \text{ kN}$ condition vérifiée

Appuis intermédiaires: $T_2^{\max} = 10.65 \text{ kN}$

$10.65 \text{ kN} \leq 129.6 \text{ kN}$ condition vérifiée

- **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art A.5.1, 321)**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$ et $A_a = 1.13 \text{ cm}^2$

Appuis de rive (usage d'habitation) : $T_1^{\max} = 10.91 \text{ kN}$ et $M_u = -2.65 \text{ kN.m}$

$$\frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.91 - \frac{2.65}{0.9 \times 0.18}) = -0.156 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \geq -0.156 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Appuis intermédiaires: $T_2^{\max} = 10.65 \text{ kN}$ et $M_u = -4.42 \text{ kN.m}$

$$\frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.65 - \frac{4.42}{0.9 \times 0.18}) = -0.478 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \geq -0.478 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de compression sur appui intermédiaires (BAEL 91/Art A.5.1, 322)**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.13 \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$R_u = |T_u^g| + |T_u^d|$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{ab_0} = \frac{20.73 \times 1000}{120 \times 180 \times 0.9} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres (longueur de scellement)**

➤ **L'ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite "longueur de scellement droit", elle est donnée par la formule ci-dessous :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad (\Psi=1.5 \text{ pour HA})$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Pour f_e 400 $L_s = 40 \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

On prend $L_s = 48 \text{ cm}$

On adopte un crochet de 45° ou 90°

$r = 5.5 \phi$ Pour les aciers HA

$r = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$

$L_2 = b \text{ poutre} - r - c = 30 - 6.6 - 3 = 20.4 \text{ cm}$

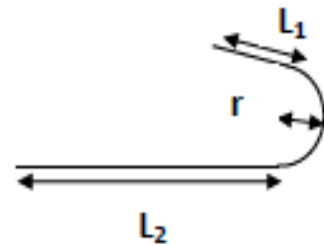
$L_s = \alpha L_1 + \beta r + L_2$

$$L_1 = \frac{L_s - \beta r - L_2}{\alpha}$$

$$\alpha = e^{\varphi\theta}$$

$$\beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$\varphi = 0.4$	$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{array} \right.$	\Rightarrow	$\alpha = 1.37$	$\beta = 0.92$	$L_1 = 15.7 \text{ cm}$
		\Rightarrow	$\alpha = 1.87$	$\beta = 2.17$	$L_1 = 7.1 \text{ cm}$



➤ **Calcul de la longueur des chapeaux : [E .1.3 /BAEL 91]**

- **Appui de rive :**

$$L_a \geq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 4 = 1 \text{ m}$$

$$L' = L_a + L_2 + L_1 + r$$

$$= 1 + 0.204 + 0.157 + 0.055 = 1.416 \text{ m}$$

On prend la longueur du chapeau égal à **1.5 m**



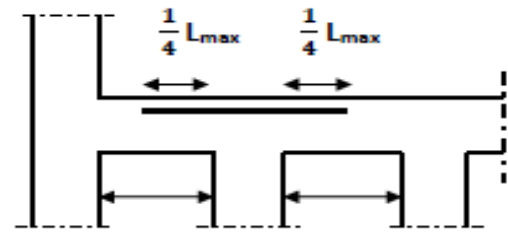
• Appuis voisin de l'appui de rive :

$$L_{\max} = 4 \text{ m}$$

$$L_a \geq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \times 4 = 1 \text{ m}$$

$$L' \geq 2\frac{1}{4}L + b = \frac{2}{4} \times 4 + 0,45 = 2,45 \text{ m}$$

On prend la longueur du chapeau égale à **2.5 m**



III.1.7. Vérification a l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- _ Etat limite de résistance de béton en compression.
- _ Etat limite de déformation.
- _ Etat limite d'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenus à l'ELU par Le

Rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.42}{6.11} = 0.72$$

Poutre sur 8 appuis :

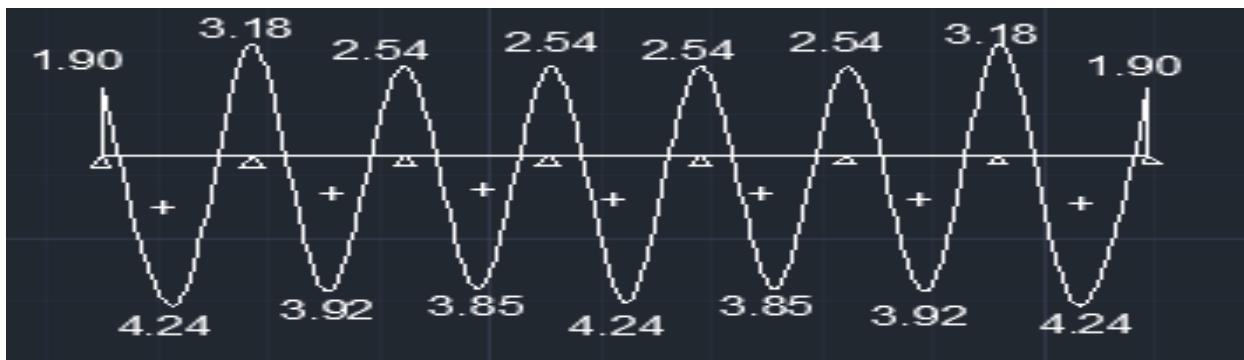


Figure III-12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m

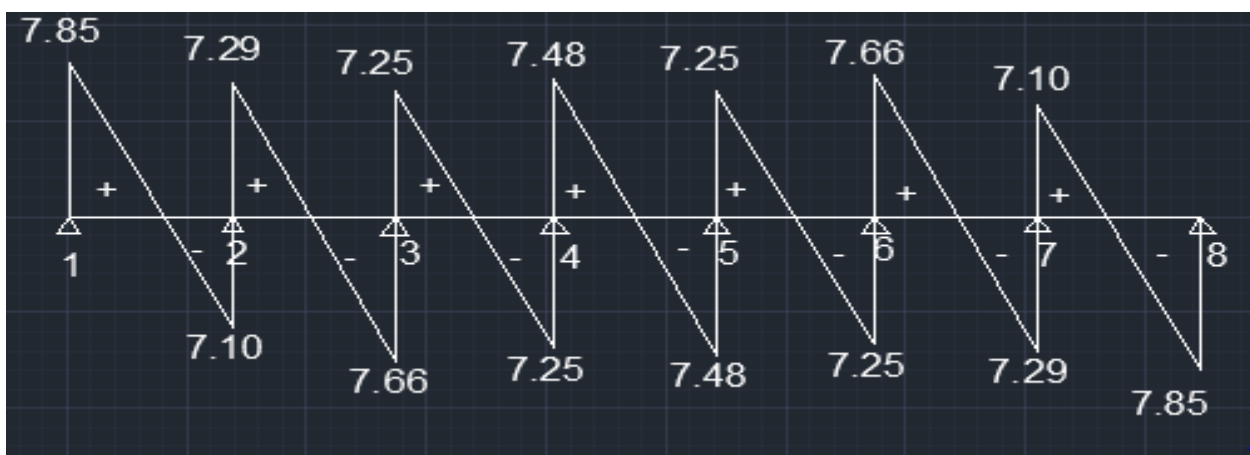


Figure III-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN

- **Vérification de la résistance du béton à la compression**

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

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

et $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$ Avec $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

aux appui :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d b_0} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \quad \beta_1 = 0.8915 \quad K_1 = 31.08$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{3.18 \times 10^3}{0.8915 \times 18 \times 1.13} = 175.36 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175.36}{31.08} = 5.64 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.64 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ condition vérifiée

en travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d b_0} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.568 \quad \beta_1 = 0.837 \quad K_1 = 15.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{4.24 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 83.02 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{83.02}{15.67} = 5.30 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.30 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ condition vérifiée

- **Etat limite de déformation**

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10 M_0}$$

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

Avec :

.h : hauteur totale de la section..... h=20cm

L portées libres maximales L=340cm

M_t : moment max en travée $M_t=4.24\text{KN.m}$

M_0 : moment max en travée isostatique $M_0=6.357\text{KN.m}$

A : section des armatures $A=3.39\text{cm}^2$

. b_0 : largeur de nervure $b_0=12\text{cm}$

.d : hauteur libre de la section d=18cm

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.0588 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée (1)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.588 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{4.24}{10 \times 6.357} = 0.0666 \text{ condition vérifiée (2)}$$

$$\frac{A}{db_0} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.0156 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ condition non vérifiée (3)}$$

Remarque : la 1^{er} et la 3^{eme} condition ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

• Calcul de la flèche (Art B6.5.2/BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85\text{cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 3739.3\text{cm}^2$$

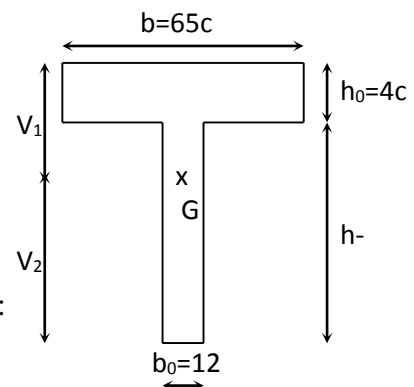
$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5\text{cm}^4 \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$



La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.24 \times 1000}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 71.04 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.02$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 71.04 + 2.1} ; 0 \right) = 0.447$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.7}{1 + 1.02 \times 0.447} = 15516.75 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{4.24 \times (3.40)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 15516.75} = 0.29 < \frac{L}{500} = 0.68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

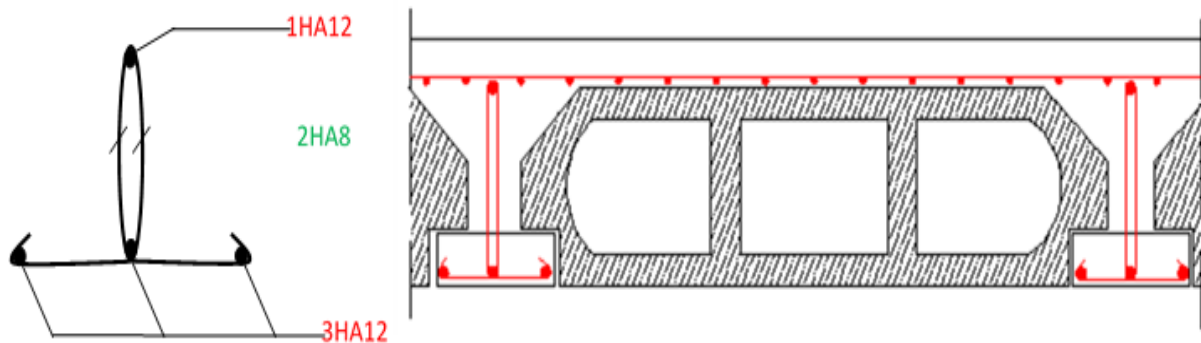


Figure III-14 : Ferrailage de plancher

III.2. Les chéneaux :

Les chéneaux sont des éléments en béton armé, ayant pour objectif d'étanchéité, il empêche l'écoulement de l'eau sur les murs de façade qui risque d'entraîner des fissurations.

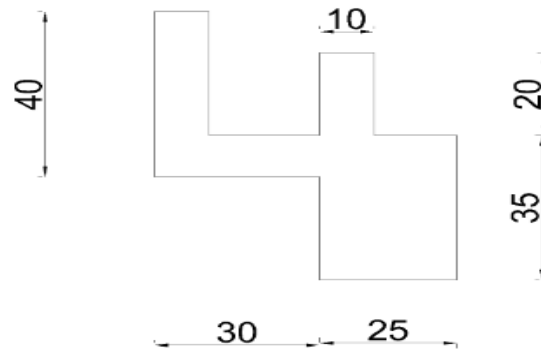


Figure III-15 : Coupe verticale des chéneaux

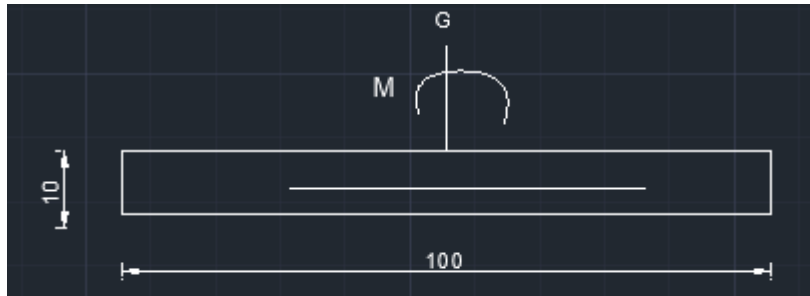


Figure III-16 : Schéma statique de calcul

III.2.1.Evaluation des charges :

Poids propre des chéneaux

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.3 \times 0.1 = 0.75 \text{ KN /ml}$$

Moment de renversement

$$M_r = Q \cdot H = 1 \times 0.3 = 0.3 \text{ KN.m}$$

Combinaison de charges

ELU :

$$\text{Effort normal de compression due à G : } N_u = 1.35 \times 0.75 = 1.01 \text{ KN}$$

$$\text{Moment renversant due à Q : } M_u = 1.5 \cdot M_r = 1.5 \times 0.3 = 0.45 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{Effort normal de compression due à G : } N_s = G = 0.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment reversant due à Q : } M_s = Q \cdot H = 1 \times 0.3 = 0.3 \text{ KN.m}$$

III.2.2. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de (10x100cm) soumise à moment et à un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.

$$h = 10\text{cm}, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 8\text{cm}, \quad c = 2\text{cm}$$

$$N_u = 1.01\text{ KN} \quad ; \quad M_u = 0.45\text{ KN.m}$$

$$\text{Excentricité } e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.45}{1.01} = 0.44\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03\text{m} \quad \text{donc } 0.44\text{m} > 0.03\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée.

Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g \quad \text{et } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 44 + 3 = 47\text{cm}$$

$$M_f = 1.01 \times 0.47 = 0.444\text{KN.m}$$

$$U_u = \frac{M_f}{b \sigma_{bc} d^2} = \frac{0.444 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 80^2} = 4.88 \times 10^{-3} = 0.00488 < u_1 = 0.392 \text{ SSA} \quad \beta = 0.854$$

La section est simplement armée d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{fu} = \frac{M_f}{d \beta_u \sigma_s} = \frac{48.8}{8 \times 34.8 \times 0.854} = 0.20\text{cm}^2$$

Calcul des armatures réelles

$$A_u = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 20 + \frac{1.01 \times 10^3}{348} = 22.90\text{mm}^2 = \mathbf{0.2290\text{cm}^2}$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{4HA8/ml = 2.01\text{cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025\text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour le choix de barres } \mathbf{4HA8 = 2.01\text{cm}^2}$$

III.2.3. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966\text{cm}^2$$

$$D'où A_u = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.966\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

- **Contrainte d'adhérence d'entraînement :**

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

$\sum U_i$ Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$.

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.20 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL]**

On doit vérifier : $\tau_u < \tau_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL]

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.02 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 211 BAEL]

$$\text{et } \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} = \min(2.5 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

donc : $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.2.4. Vérification à l'ELS :

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 15K(d - \gamma) \text{ avec } k = \frac{M}{I}$$

La contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée à :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ HA} > 6 \text{ mm}$$

(Fissuration préjudiciable) [Article A.4.5, 32 BAEL]

- **Contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = K \cdot y$**

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$ [Article A.4.5, 2 BAEL]

- **Calcul de la profondeur du béton comprimé**

$$b y^2 + 30 (A_{st} + A_{sc}') y - 30 (A_{st} \cdot d + A_{sc}' \cdot d') = 0$$

$$100 y^2 + 30 \times 2.01 \times y - 30 \times 2.01 \times 8 = 0$$

Finalement la profondeur du béton comprimé est de **1.9 cm**

- **Calcul de K :**

$$K = \frac{Ms}{I}$$

$$I_{AN} = \frac{by^3}{3} + 15 A_{sc}' (y - c)^2 + 15 A_{st} (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.9^3}{3} + 15 \times 2.01 (8 - 1.9)^2 = 1350.51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.3 \times 10^6}{1350.51 \times 10^4} = 0.022 \text{ N/mm}^3$$

- **Vérifications :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400 ; \max (0.5 \times 400 ; 110) \right] = 201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.022 (80 - 19) = 20.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.022 \times 19 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées
[Article B.6.5, 1BAEL]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10 M_0}$
- $\frac{A}{db_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{10}{30} = 0.333 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition vérifiée (1)}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{10}{30} = 0.333 \geq \frac{M_t^s}{10 M_0} = 0.1 \text{ condition vérifiée (2)}$$

$$\frac{A}{db_0} = \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ condition vérifiée (3)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

- **Vérification au séisme : [art 6.2 .3 /RPA99 modif 2003]**

Le RPA préconise de calculer les chéneaux sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la

formule : **FP = 4 A Cp Wp**

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau 4-1, dans notre cas :

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

Cp : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) , Il est pris égal à **0,8** (élément en console)

Wp = 1.75 KN /ml

FP = 4 . A . Cp . Wp = 4 × 0.15 × 0.8 × 1.75 = 0.84 KN/m < Q = 1KN/m condition vérifiée

III.3. Les balcons :

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastée à ses extrémités.

III.3.1 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

a) Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

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

✓ L'épaisseur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{375}{15} = 25 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{375}{10} = 37.5 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 35 \text{ cm}$$

✓ La largeur :

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

$$0.4h = 14 \leq b \leq 0.7h = 24.5 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré : $L = 375 \text{ cm}$.

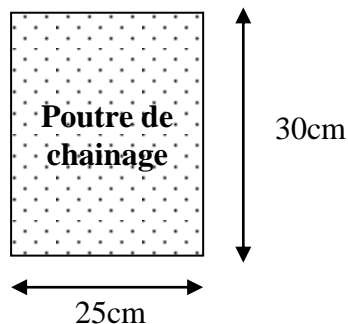


Figure III-17 : Coupe transversal de la poutre

b) Evaluation des charges et surcharges :✓ **Les charges permanentes:**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,30 \cdot 25 = 2,1875 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,30)2,36 = 6,395 \text{ kn/ml}$
- Poids du plancher : $5,29 \times \frac{0,65}{2} = 1,719 \text{ Kn/m}$
- $G_t = 10,30 \text{ kN/ml}$.

✓ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,137 \text{ kN/ml}.$$

✓ **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 10,30 + 1,5 \times 1,137 = 15,61 \text{ kN/ml}.$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10,30 + 1,137 = 11,437 \text{ kN/ml}.$$

c) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 15,61 \times \frac{3,75^2}{8} = 23,32 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 15,61 \times \frac{3,75^2}{8} = 8,23 \text{ KN.m}$$

✓ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{15,61 \times 3,75}{2} = 29,26 \text{ KN}$$

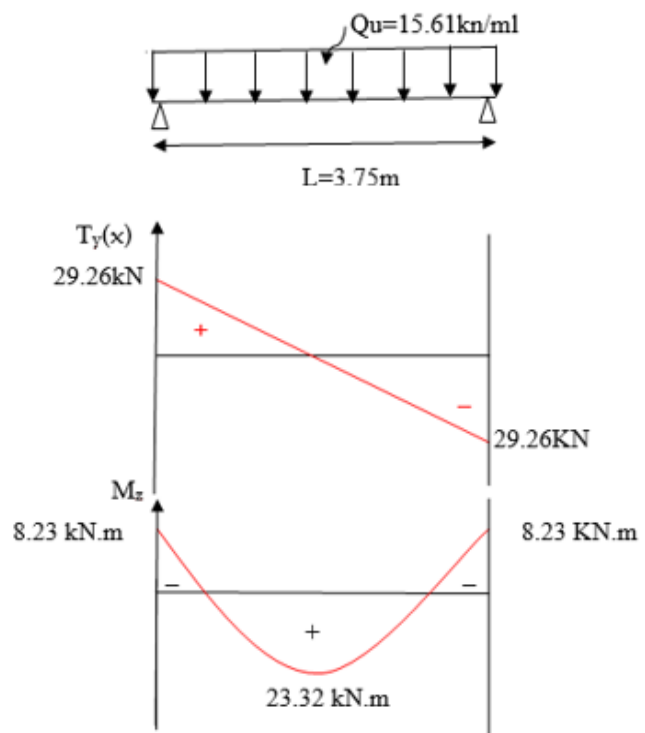


Figure III-18: Diagramme des Efforts internes

d) Calcul des armatures :

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23.32 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée. } \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.32 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm²**

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.32 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée. } \beta = 0.990$$

$$A_{sta} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.32 \times 10^3}{0.990 \times 33 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm²**

e) Vérification à ELU

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 25 \cdot 33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0.1 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 29.26 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{29.26}{0.25 \cdot 0.33} = 354.66 \text{ KN / m}^2 = 354.66 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.3 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.30 \text{ Mpa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3.3 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0.3546 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]

$$T_u = 29.26 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} 10^3 = 495 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(29.26 + \frac{-8.32}{0,9 \times 0,33} \right) = 0.0035 \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3).... [2]

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.26 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 113,04} = 0,87 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 0,87 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

▪ Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 31,74 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,74 \times 1,2 = 38,1 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée et appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 31,74 = 15,24 \text{ cm.}$$

❖ Calcul des armatures transversales

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} = 1; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 33; 40 \text{ cm}) = \min (29,7, 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 30} = 1,12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{35}{4} = 8,75; 12(1,2) = 14,4; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 8 \text{ cm.}$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.} \Leftrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS• **calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 11,437 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11,437 \times \frac{3,75}{2} = 21,44 \text{ KN}$$

- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11,437 \times \frac{3,75^2}{8} = 20,10 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 20,10 = -6,03 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times 20,10 = 17,08 \text{ KN.m.}$$

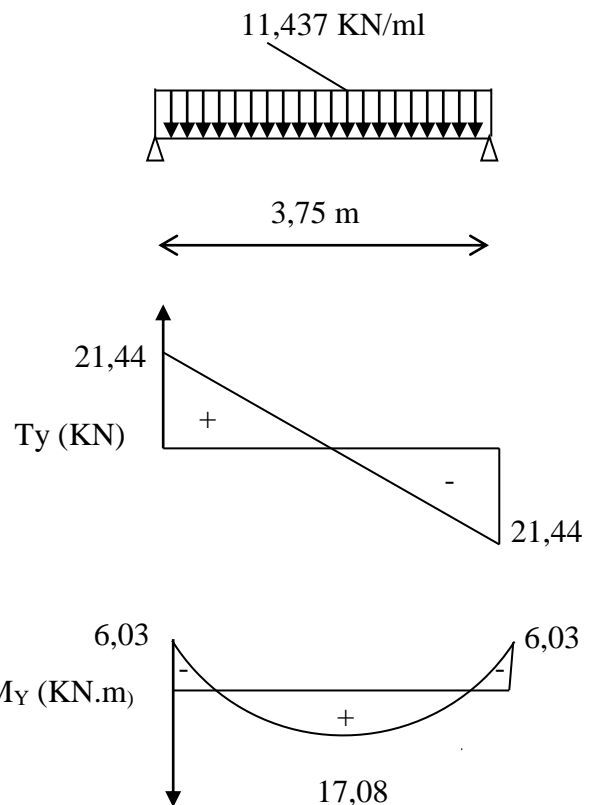


Figure III-19 : Diagramme des Moments et des efforts tranchants

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I).

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

• **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.861 \\ K_1 = 35.50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6.03 \cdot 10^6}{0.861 \times 330 \times 3.39 \cdot 10^2} = 62.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{62.60}{35.50} = 1.76 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.76 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.861 \\ K_1 = 35.50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17.08 \cdot 10^6}{0.861 \times 330 \times 3.39 \cdot 10^2} = 177.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.32}{35.50} = 4.99 \text{ MPa.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 21} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 177.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

❖ vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{375} = 0,093 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{375} = 0,093 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,08}{10 \times 20,10} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,004 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

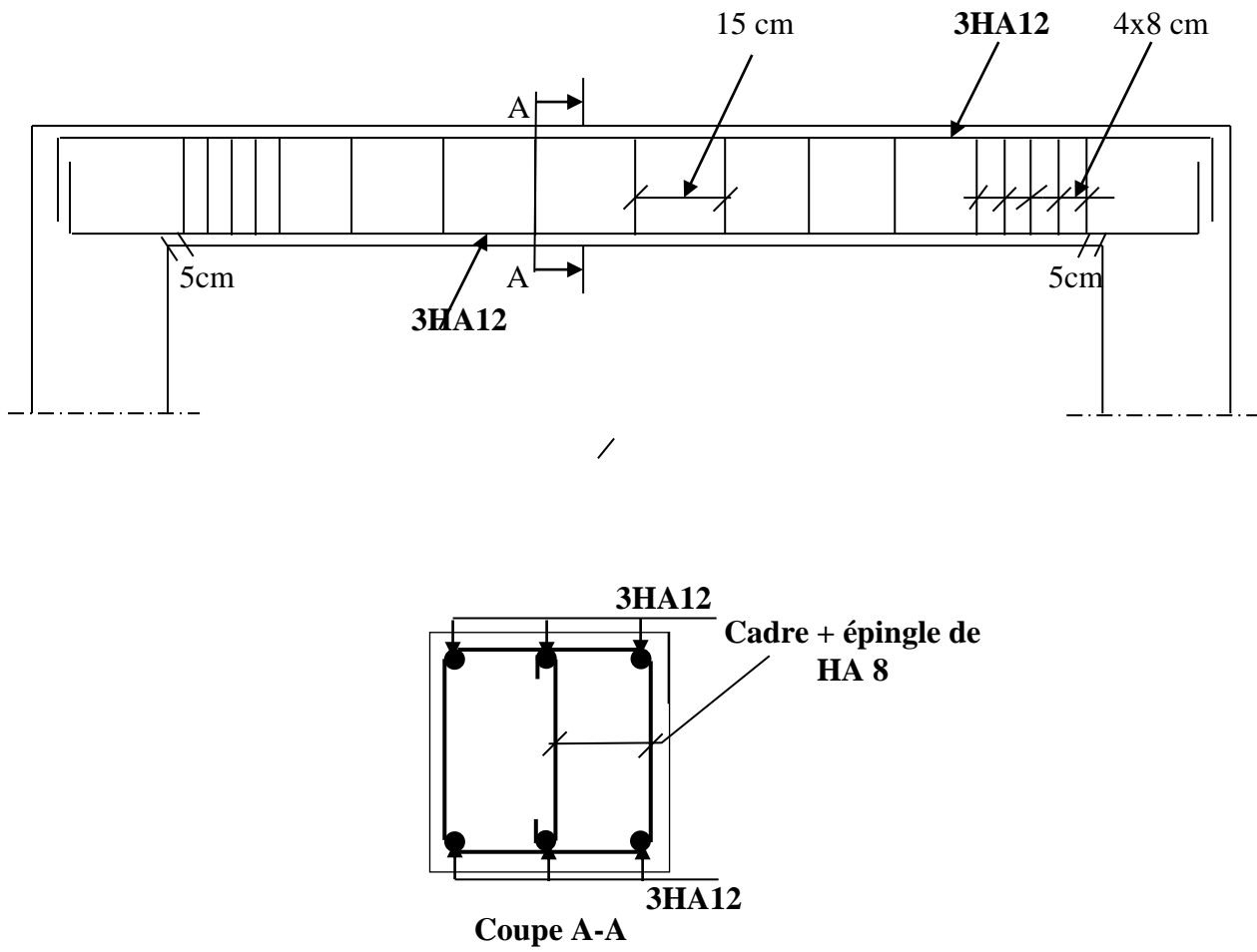


Figure III-20 : Ferrailage de la poutre de chainage.

III.4. Calcul des escaliers :

Dans notre structure la circulation d'un niveau à un autre est assuré par l'intermédiaire d'un escalier, ce dernier doit être du type droit pour un immeuble collectif, ce type d'escaliers est choisi à cause de la rapidité d'exécution et utilisation immédiate de l'escalier.

L'escalier se compose de :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Dans notre cas les escaliers du RDC comportent trois volées, et les étages courants sont composés de deux volées.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- **g** : giron.
- **h** : hauteur de la contre marche
- **ep** : épaisseur de la paillasse
- **H** : hauteur de la volée
- **L** : longueur de la paillasse

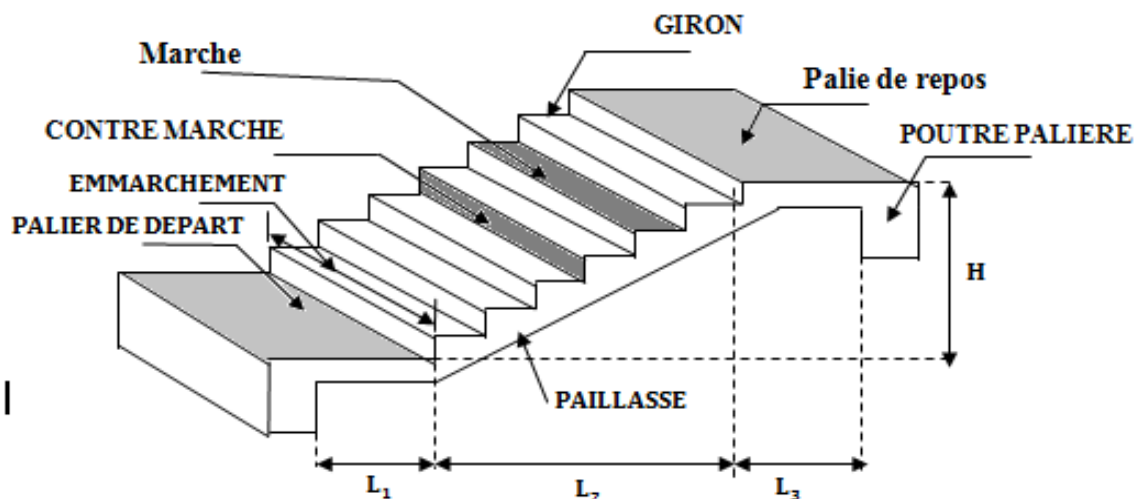


Figure III-21 Schéma des escaliers droits

• Condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant.
Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59 \leq g+2h \leq 66$

On a aussi : $16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$

Adoptons : $h=17\text{ cm}$ et $g=30\text{cm}$

➤ **Escalier de RDC :**

Il comporte trois volées différentes :

Deux volées identiques de hauteur égale à 1,53m ;

Une volée de hauteur égale à 1,02 m ;

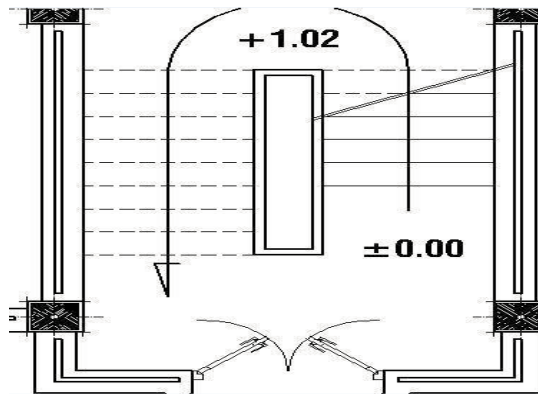


Figure III-22. Vue en plan de l'escalier RDC

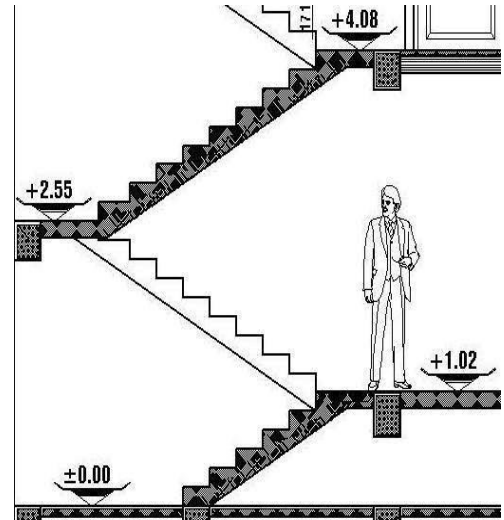


Figure III-23. Vue en élévation de l'escalier

III.4.1. Dimensionnement :

➤ **Volée 1 : (H=1,02 m)**

On prend la hauteur des contre marches $h = 17\text{ cm}$

Le nombre de contre marche (**n**) :
$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

Le nombre de marches (**m**) : $m = n - 1 = 5\text{ marches.}$

On prend le giron $g = 30\text{ cm}$

➤ **Volée 2 et 3 : (H = 1,53 m)**

Les deux volées sont identiques aux volées des escaliers des étages courants, donc on adoptera le même dimensionnement et le même ferrailage que les volées des étages courants.

Le nombre de contre marche (**n**) :
$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Le nombre de marches (**m**) : $m = n - 1 = 8\text{ marches.}$

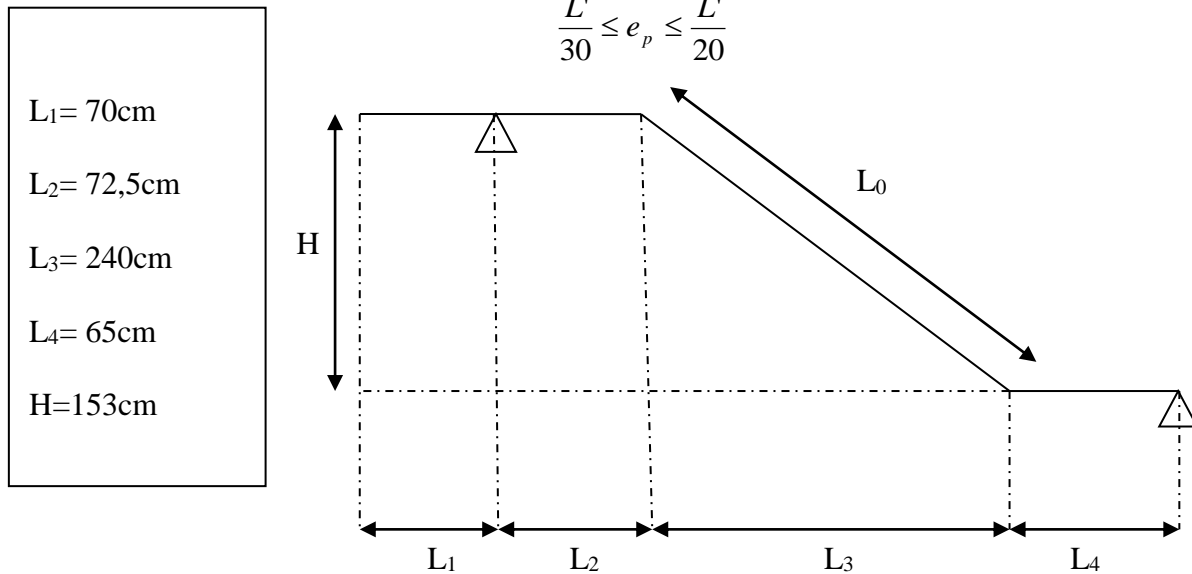
On prend le giron $g = 30\text{ cm}$

Vérification de la loi de Blondel :

$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm}$

$60\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{ cm} = 60\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 64\text{ cm}$ vérifiée.

➤ Dimensionnement de la paillasse :



Angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,637 \quad \alpha = 32,52$$

$$\cos \alpha = \frac{L_3}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{L_3}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,6$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_4 + L_0 = 70 + 72,5 + 65 + 284,6 = 492,1 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{492,1}{30} \leq e_p \leq \frac{492,1}{20} \Rightarrow 16,4\text{cm} \leq e_p \leq 24,6\text{cm}$$

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

III.4.2. 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 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ **Palier : Tableau : charges permanentes de palier**

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ² .cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable	2	0,19	0,38
Enduit ciment	2	0,18	0,36
Dalle en béton	20	0,25	5
$G_{\text{total}} = 6,54 \text{ KN/m}^2$			

➤ Volée : Tableau : charges permanentes de la paillasse

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ² .cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable	2	0,19	0,38
Enduit ciment	2	0,18	0,36
Poids propre de paillasse $e_p \times 0,25 / \cos \alpha$	$\frac{20}{\cos 32,52}$	0,25	5,93
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 0,25$	$17/2$	0,25	2,125
$G_{\text{total}} = 9,6 \text{ KN/m}^2$			

La charge due au mur extérieure d'escaliers: $G_{me} = 2,36 \times 3,06 = 7,22 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

III.4.3. Calcul à l'ELU :

Combinaison de charges :

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,54 + 1,5 \times 2,5 = 12,579 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 1,35 \times 7,22 = 9,75 \text{ KN/ml}$$

Paillasse: $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9,6 + 1,5 \times 2,5 = 16,71 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

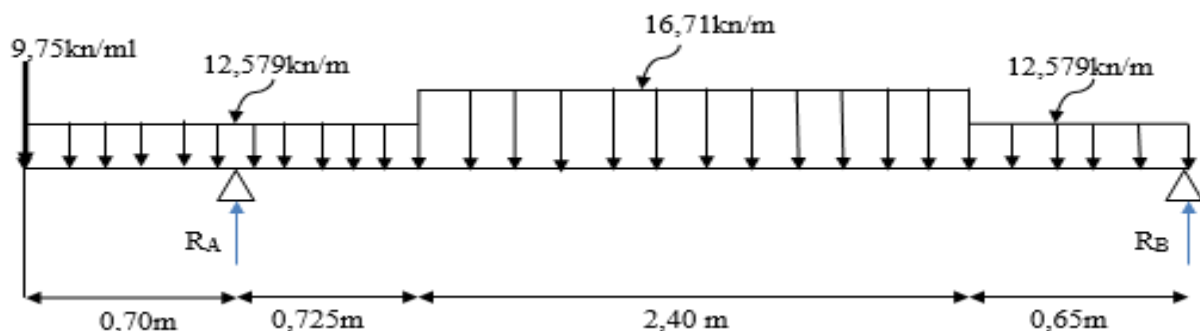


Figure III-24 : Schéma statique à ELU.

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 9,75 + 12,579 \times (0,725 + 0,7) + 16,71 \times 2,4 + 12,579 \times 0,65 = 75,95 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A$$

$$\Rightarrow R_A (0,65 + 2,4 + 0,725 + 0,7) - 12,579 \times 1,425 \left(\frac{1,425}{2} + 2,4 + 0,65 \right) - 16,71 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 0,65 \right) - 12,579 \times \left(\frac{0,65^2}{2} \right) - 9,75 \times 4,475 = 0$$

$$3,775 R_A - 187,92 = 0$$

$$R_A = 187,92 / 3,775 = 49,78 \text{ KN}$$

$$R_B = 75,95 - 49,78 = 26,17 \text{ KN}$$

a) Efforts tranchants et moments fléchissant :

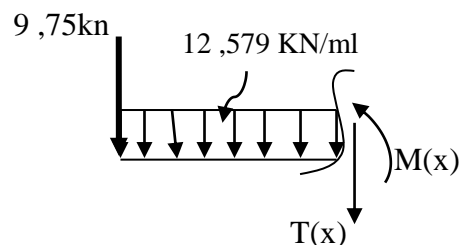
0 ≤ x ≤ 0,7 m

• **Efforts tranchants :**

$$12,579x + T(x) + 9,75 = 0$$

$$T(x) = -9,75 - 12,579x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -9,75 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 0,7 \rightarrow T(0,725) = -18,56 \text{ KN} \end{cases}$$



• **moments fléchissant :**

$$M(x) + 9,75x + 12,579x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = -9,75x - 12,579 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 0,7 \quad M(0,7) = -9,91 \text{ KN m}$$

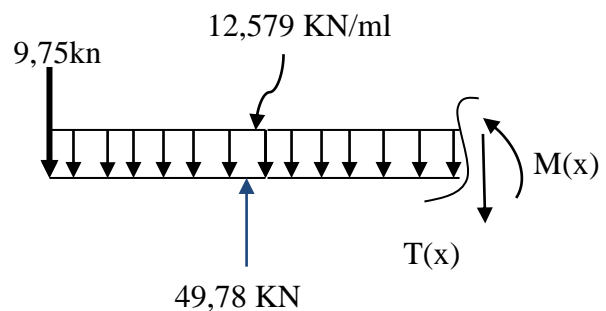
0,7 ≤ x ≤ 1,425 m

• **Efforts tranchants**

$$T(x) - 49,78 + 12,579 (0,7) + 12,579 (x - 0,7) + 9,75$$

$$T(x) = 49,78 - 12,579 (0,7) - 12,579 (x - 0,7) - 9,75$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,7 \rightarrow T(0,7) = 31,23 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,425 \rightarrow T(1,425) = 22,11 \text{ KN} \end{cases}$$



• moments fléchissant :

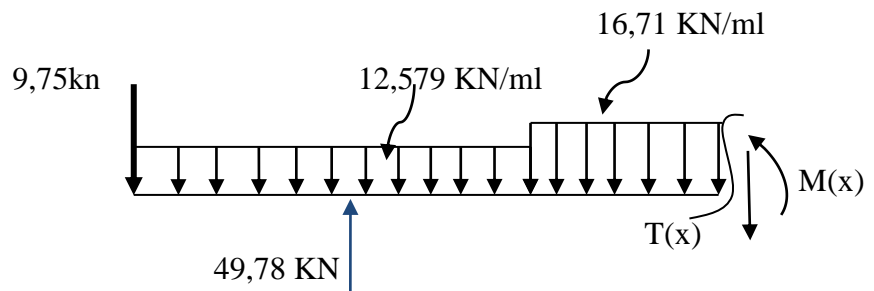
$$M(x) - 49,78(x - 0,7) + 12,579 \times 0,7 \left(x - \frac{0,7}{2} \right) + 12,579 \left(\frac{(x - 0,7)^2}{2} \right) + 9,75x = 0$$

$$M(x) = 49,78(x - 0,7) - 9,75x - 12,579 \left(\frac{(x - 0,7)^2}{2} \right) - 12,579 \times 0,7 \left(x - \frac{0,7}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,7 \text{ m} & \rightarrow M(0,725) = -9,91 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 1,425 \text{ m} & \rightarrow M(3,125) = 9,43 \text{ KN m} \end{cases}$$

✚ $1,425 \leq x \leq 3,825 \text{ m}$

• Efforts tranchants



$$T(x) - 49,78 + 9,75 + 12,579(1,425) + 16,71(x - 1,425)$$

$$T(x) = 49,78 - 9,75 - 12,579(1,425) - 16,71(x - 1,425)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,425 & \rightarrow T(1,425) = 22,11 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,825 & \rightarrow T(3,825) = -18, \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 49,78 - 9,75 - 12,579(1,425) - 16,71(x - 3,825) = 0$$

$$x = 2,745 \text{ m}$$

• moments fléchissant :

$$M(x) - 49,78(x - 0,7) + 9,9x + 12,579 \times 1,425 \left(x - \frac{1,425}{2} \right) + 16,71 \left(\frac{(x - 1,425)^2}{2} \right) = 0$$

$$M(x) = 49,78(x - 0,7) - 9,9x - 16,71 \left(\frac{(x - 1,425)^2}{2} \right) - 12,579 \times 1,425 \left(x - \frac{1,425}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,725 \text{ m} & \rightarrow M(0,725) = 9,43 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 3,125 \text{ m} & \rightarrow M(3,125) = 14,36 \text{ KN m} \end{cases}$$

Le moment max :

$$x = 2,745 \text{ m} \quad M(2,745) = 24,06 \text{ KN m}$$

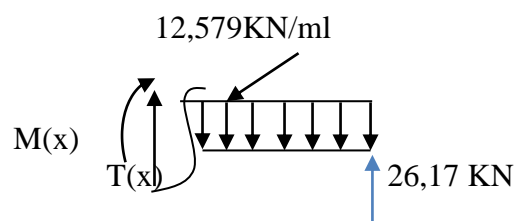
✚ $0 \text{ m} \leq x \leq 0,65 \text{ m}$

• Efforts tranchants

$$T(x) + 26,17 - 12,579(x) = 0$$

$$T(x) = 12,579(x) - 26,17$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} & \rightarrow T(0) = -26,17 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0,65 \text{ m} & \rightarrow T(0,65) = -18 \text{ KN} \end{cases}$$



• moments fléchissant :

$$M(x) - 26,17x + 12,579x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 26,17x - 12,579 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0$

$$M(0) = 0 \text{ KN m}$$

Pour $x = 0,65$

$$M(0,65) = 14,36 \text{ KN m}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \times 24,06 = -7,218 \text{ KN m} / M_{\text{appuis}} = -17,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \times 24,06 = 20,451 \text{ KN m}$$

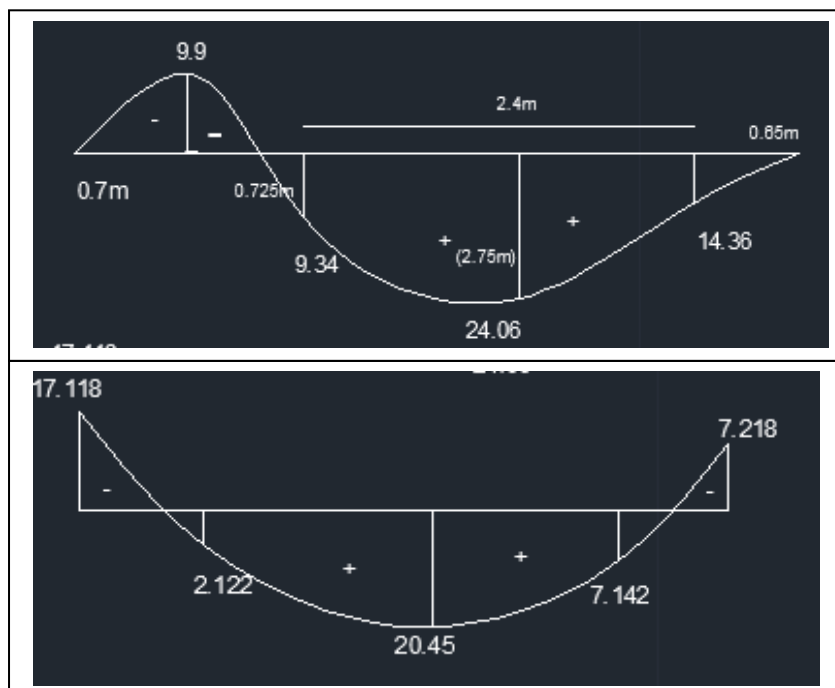


Figure III-25 : Diagramme des moments a l'ELU

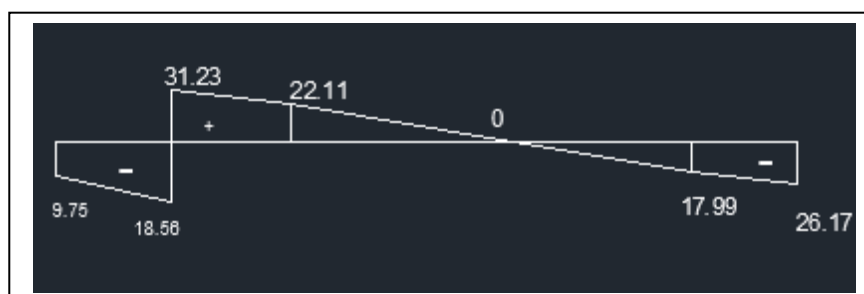


Figure III-26 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

b) Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

• En travée :

$$M_u^t = 20,451 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,451 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,044 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,053 \quad \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20,451 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

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

Soit 5HA10 = 3,93 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• En appui :

$$M_u^a = 7,218 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,218 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,015 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,218 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm² , avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

2. Armatures de repartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10 = 3,93 cm² , avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

c) Les vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,174 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle :**

[Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]

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

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 31,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{31,23 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \}$$

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

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99) On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 31,23 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{31,23 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times (12 \times 3,14 \times 5)} = 1,02 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ la condition est vérifiée

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,94 \text{ cm.}$$

III.4.4. Calcul à l'ELS:

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = G + Q = 6,54 + 2,5 = 9,04 \text{ KN/ml.}$

Paillasse : $q_u = G + Q = 9,6 + 2,5 = 12,1 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**

• **Réactions d'appuis :**

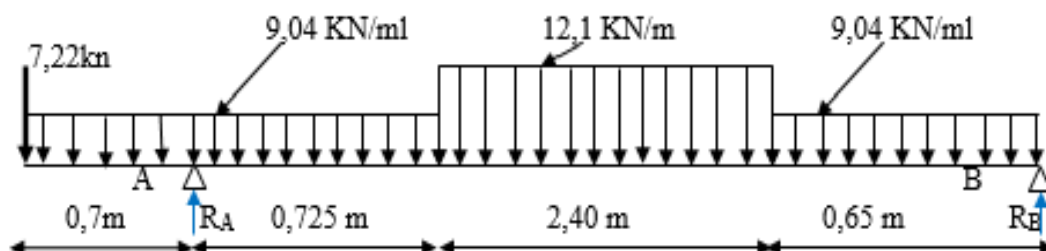


Figure III-27 : Schéma statique à ELS

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9,04 \times (0,725 + 0,7) + 12,1 \times 2,4 + 9,04 \times 0,65 + 7,22 = 55,02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (0,65 + 2,40 + 0,725) - 9,04 \times 0,65 \left(\frac{0,65}{2} + 2,40 + 0,725 \right) - 12,1 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,725 \right) -$$

$$9,04 \times 0,725 \left(\frac{0,725}{2} \right) + 7,22 \times 0,7 + 9,04 \times \frac{0,7^2}{2} = 0$$

$$3,775 R_B - 71,29 = 0$$

$$R_B = 18,88 \text{ KN}$$

$$R_A = 36,14 \text{ KN}$$

a) Efforts tranchants et moments fléchissant :

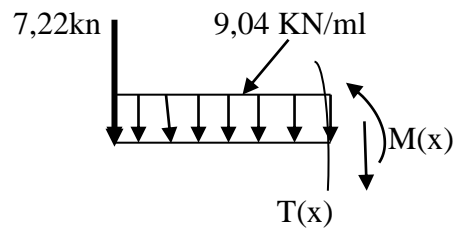
$0 \leq x \leq 0,7 \text{ m}$

❖ Efforts tranchants :

$$7,22 + 9,04 (x) + T(x) = 0$$

$$T(x) = -7,22 - 9,04 (x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -7,22 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0,7 \rightarrow T(0,7) = -13,55 \text{ KN} \end{cases}$$



❖ Le moment fléchissant :

$$M(x) + 7,22x + 9,04 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -7,22x - 9,04 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 0,7 \text{ m} \rightarrow M(0,7) = -7,27 \text{ KN m}$$

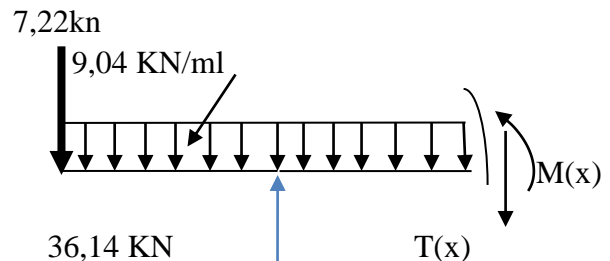
$0,7 \text{ m} \leq x \leq 1,425 \text{ m}$

❖ Efforts tranchants :

$$T(x) - 36,14 + 9,04 x + 7,22 = 0$$

$$T(x) = 36,14 - 7,22 - 9,04 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,7 \rightarrow T(0,7) = 22,59 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,425 \rightarrow T(1,425) = 16,03 \text{ KN} \end{cases}$$

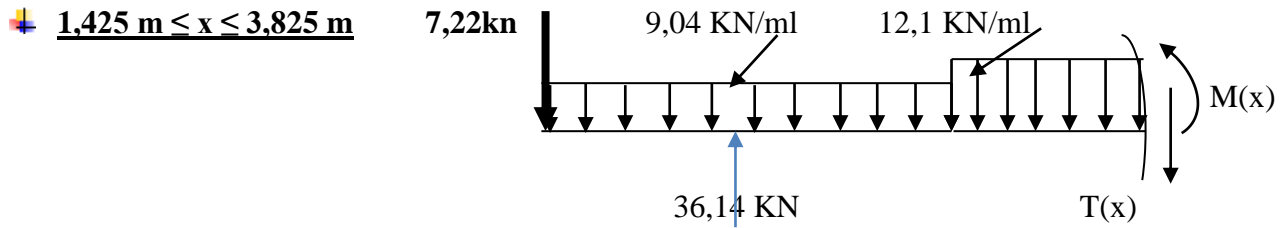


❖ Le moment fléchissant :

$$M(x) = 36,14(x - 0,7) - 9,04 * 1,425 \left(x - \frac{1,425}{2} \right) - 7,22x = 0$$

$$\text{Pour } x = 0,7 \text{ m} \rightarrow M(0,7) = -7,27 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1,425 \text{ m} \rightarrow M(1,425) = 6,73 \text{ KN m}$$



❖ **Efforts tranchants :**

$$T(x) - 36,14 + 9,04 (1,425) + 12,1 (x - 1,425) + 7,22 = 0$$

$$T(x) = 36,14 - 12,1 (x - 1,425) - 9,04 \times 1,425 - 7,22$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,425 \rightarrow T(1,425) = 16,03 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,825 \rightarrow T(3,825) = -13,01 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 36,14 - 12,1 (x - 1,425) - 9,04 \times 1,425 - 7,22 = 0$$

$$x = 2,75 \text{ m}$$

❖ **Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 36,14(x - 0,7) + 9,04 \times 1,425 \left(x - \frac{1,425}{2} \right) + 12,1(x - 1,425) \left(\frac{x - 1,425}{2} \right) + 7,22x = 0$$

$$\text{Pour } x = 1,425 \text{ m} \rightarrow M(1,425) = 6,73 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 3,125 \text{ m} \rightarrow M(3,125) = 10,36 \text{ KN m}$$

Le moment max :

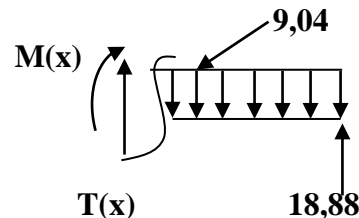
$$x = 2,75 \text{ m} \quad M(2,75) = 17,35 \text{ KN m}$$

0 m ≤ x ≤ 0,65 m

❖ **Efforts tranchants :**

$$T(x) + 18,88 - 9,04 (x) = 0$$

$$T(x) = -18,88 + 9,04 (x)$$



$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -18,88 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0,65 \text{ m} \rightarrow T(0,65) = -13,01 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Le moment fléchissant :**

$$M(x) = 18,88x - 9,04 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 0,65 \text{ m} \rightarrow M(0,65) = 10,36 \text{ KN m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 17,35 = 14,75 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 17,35 = -5,205 \text{ KN m}$$

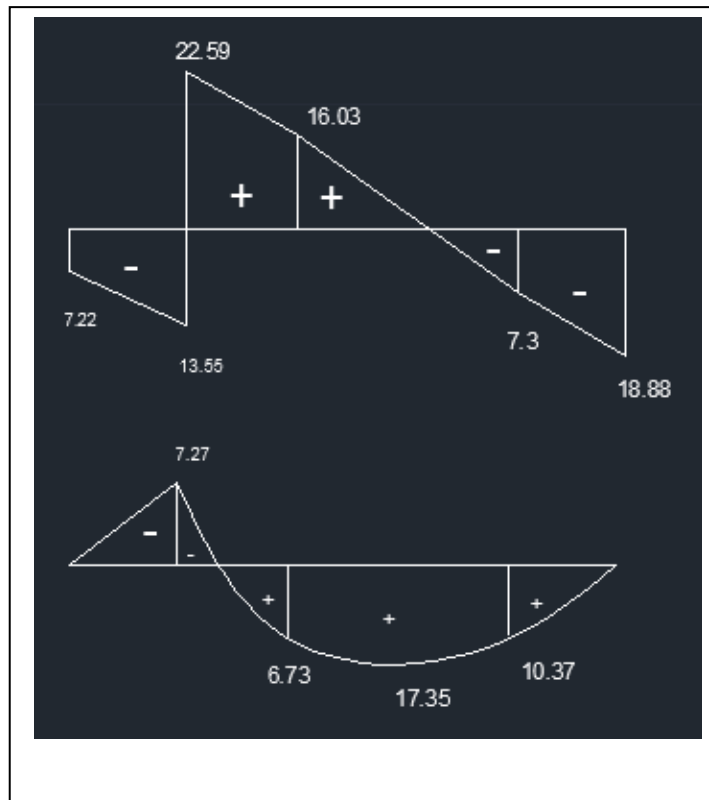


Figure III-28 : Diagrammes des efforts tranchants et moments à l'ELS

b) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,31 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 42,25 \text{ et } \beta_1 = 0,912$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{14,75 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 159,03 \text{ MPa} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159,03}{42,25} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de la vérification à l'ELS de l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ($L = 3,775$ m) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 17,714$ KN m) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{377,5} = 0,052 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} = 0,5cm + \frac{447,5}{1000} = 0,95cm$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa ;}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

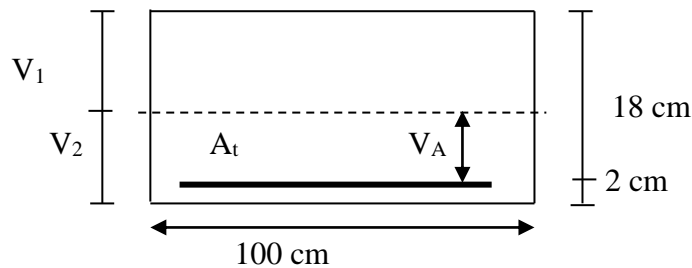


Figure III-29 : Schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

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

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65(7,68)^2 = 108507 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \quad \rho\% = 0,31$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armature)

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{14,75 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 159,03 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,31} = 0,027$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,981$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 108507}{1 + 0,027 \times 0,981} = 116277,84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{14,75 \times 10^5 (447,5)^2}{10 \times 10818,86 \times 116277,84 \times 10^2} = 0,235 \text{ cm}$$

$$f = 2,35 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9,5 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.5. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3.40 m (entre nus d'appuis).

III.5.1. Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

- **Hauteur de la poutre:**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{340}{15} = 22,67 \leq h \leq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

L: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h: Hauteur de la poutre.

Selon le *RPA99 modifié 2003* : $h \geq 30$

On opte pour **h = 35cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Longrightarrow \quad 0,4 \times 35 = 14 \leq b \leq 0,7 \times 35 = 24,5$$

Selon le *RPA99 modifié 2003* : $b \geq 20 \text{ cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

On opte pour un **b=30 cm**

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ kN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : **ELU** $T_u = 31,23 \text{ kN/ml}$

ELS $T_s = 22,59 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,625) + 31,23 \times 2/3,4 = 21,92 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + T = 2,625 + 22,59 \times 2/3,4 = 15,92 \text{ kN/ml}$

III.5.3. Calcul à l'ELU :

$$R_A = R_B = 21,92 \times 3,4 / 2 = 37,264 \text{ KN}$$

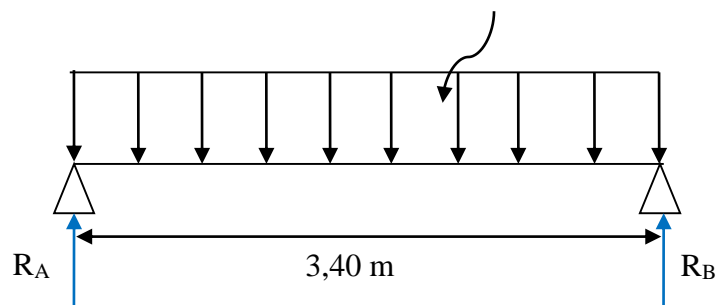


Figure III-30 : Schéma statique à l'ELU.

- **Calcul des efforts internes :**

$$\text{Moment isostatique : } M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,92 \times 3,4^2}{8} = 31,67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21,92 \times 3,4}{2} = 37,26 \text{ KN}$$

- **Moment corrigés :**

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u = -0,3 \times 31,67 = -9,5 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 31,67 = 26,92 \text{ kN.m}$

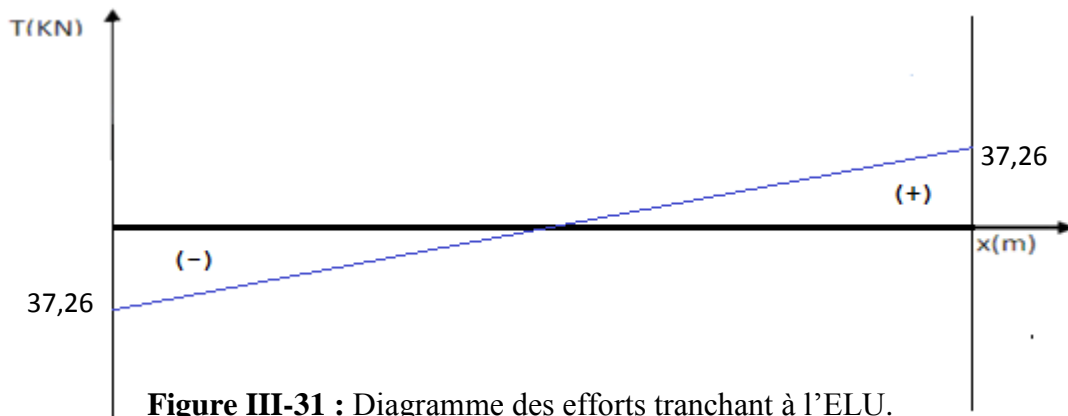


Figure III-31 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

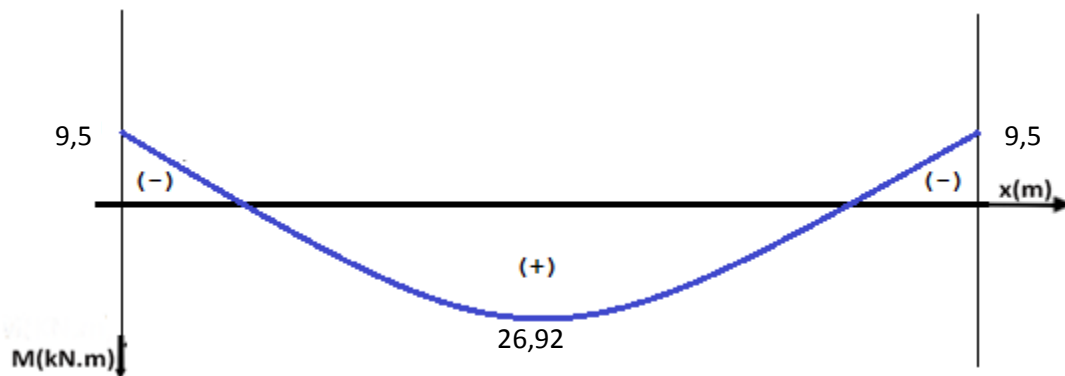


Figure III-32 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

a) Ferrailage à L'ELU :

- En appui: $M_{app} = 9,5 \text{ kN.m}$

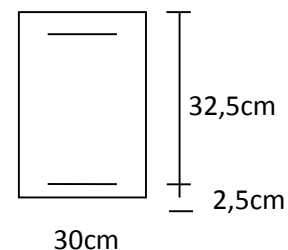
$$\mu_b = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,5 \times 10^3}{30(32,5)^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st}=0$) et $\beta = 0,99$ $\alpha = 0,0252$

$$A_i = \frac{M_{app}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,5 \times 10^3}{0,99 \times (32,5) \times 347,82} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3.39cm²**- En travée: $M_{tr} = 26,92 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,92 \times 10^3}{30(32,5)^2 \times 14,2} = 0,06$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup}=0$) et $\beta = 0,969$

$$A_i = \frac{M_{tr}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,92 \times 10^3}{0,969 \times (32,5) \times 347,82} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3.39cm²**

NB : Article 7.5.2.1 du RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0,5% en toute section d'où :

$$3.39+3.39 = 6.78\text{cm}^2 > \frac{0,5 \cdot hb}{100} = 5,25\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$3.39+3.39 = 6.78\text{cm}^2 < \frac{4 \cdot hb}{100} = 42\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérifications à l'ELU :

- Vérification de Condition de non fragilité : (BAEL91mod99 Art A.4.2.1)

$$A_{\text{adopter}} \leq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23(30 \times 32,5)2,1}{400} = 1,18\text{cm}^2$$

- En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.2, 2/BAEL 91modifiées 99)

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

$T_u = 37,26 \text{ KN}$: effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{37,26 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,382 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 30(0,9 \times 32,5) \frac{2,5}{1,5} = 585 \text{ KN}$$

$$T_u = 37,26 < 585 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur l'acier :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\text{max}} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$3\text{HA}12 \quad A = 3.39 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(37,26 + \frac{9,5}{0,9(0,325)} \right) 10^3 = 2,01\text{cm}^2$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{T_{u \text{ max}}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}}$$

$$\bar{\tau}_{\text{sec}} = \Psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1,5 \quad \text{Pour HA}$$

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{37,26 \times 10^3}{0,9(325)3(3,14)12} = 1,27 \text{ MPa} \quad \tau_{\text{sec}} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s} = \frac{0.400}{4 \times 2.835} = 35,27\phi \quad \tau_s = \Psi^2 \times 0,6f_{t28} = 1,5^2 \times 0,6 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le *BAEL* limite $L_s = 40 \phi$ pour FeE 400 $L_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le *BAEL 91*, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_C = 0.4L_s = 19.2 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad L_C = 20$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

Donc on adopte **4HA8= 2,01cm²** → (1 cadre +1 étrier) Ø8

➤ **Calcul des espacements des barres transversales :** Selon *RPA version 2003*

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0.003 S_b \implies s \leq \frac{A_t}{0.003 b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) = \min (8,75 ; 9,6 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \quad S_t = 8,75 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \implies S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ [cm}^2\text{]} < 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Condition vérifiée.

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ [cm}^2\text{]} < 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Condition vérifiée.

III.5.4.Calcul à l'ELS :

• **Calcul des efforts internes :**

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS ;

On aura : $q_s = 22,59 \text{ kN /ml}$

$$\blacksquare \text{ Moment isostatique : } M_s = M_{s \max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{15,92 \times (3,4)^2}{8} = 23 \text{ kN.m}$$

$$\blacksquare \text{ Effort tranchant : } T_s = T_{s \max} = \frac{qL}{2} = \frac{15,92 \times 3,4}{2} = 27,06 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

$$\blacksquare \text{ Sur appuis : } M_{sa} = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 23 = - 6,9 \text{ kN.m}$$

$$\blacksquare \text{ En travée : } M_{st} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 23 = 19,55 \text{ kN.m}$$

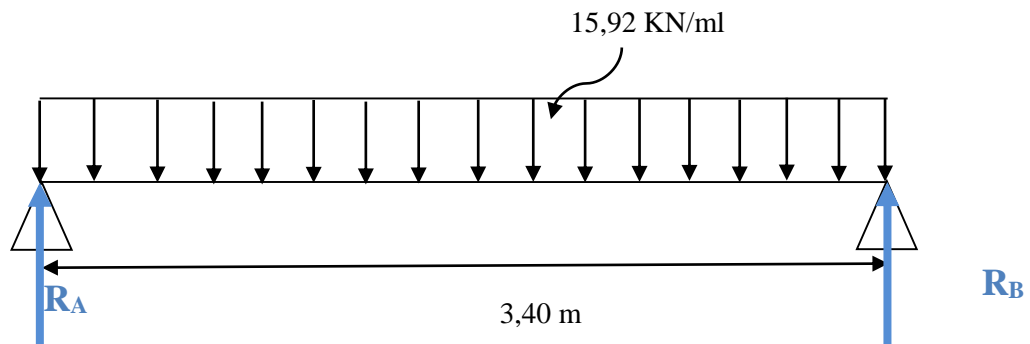


Figure III-33 : Schéma statique à l'ELS.

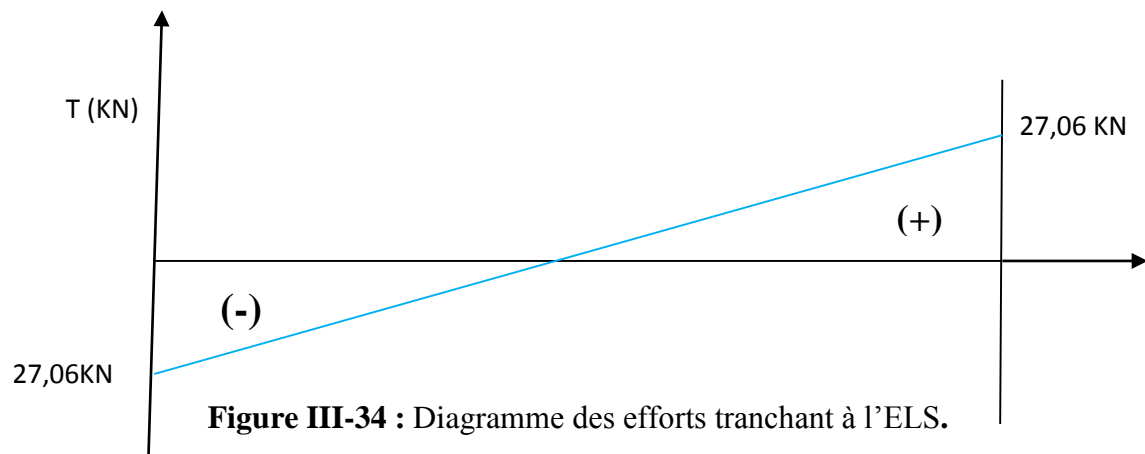


Figure III-34 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

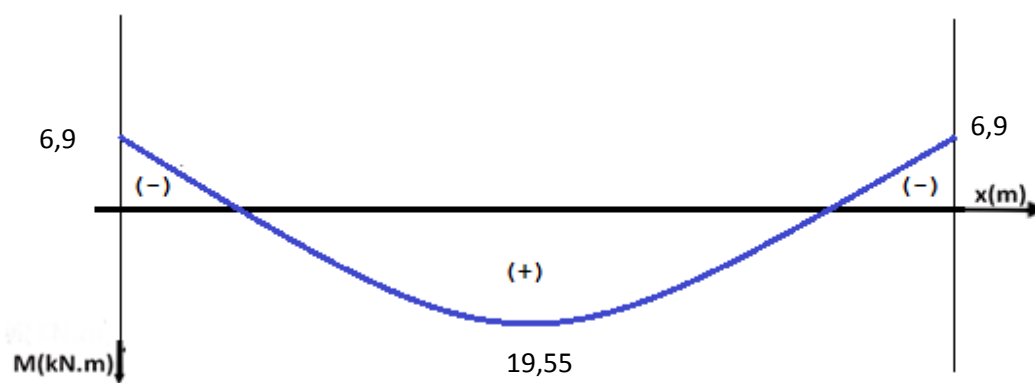


Figure III-35 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

a) Vérification à L'ELS :

- Vérification de la flèche :

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91modifiées 99)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{35}{340} = 0,102 \geq \frac{1}{16} 0,0625 \\ \frac{35}{340} = 0,102 \geq \frac{19,55}{10 \times 23} = 0,085 \\ \frac{3,39}{30 \times 32,5} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

- Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$, $M_a = -6.9 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32,5} = 0,35 \rightarrow \beta = 0,908 \rightarrow K_1 = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{6,9 \times 10^3}{0,908 \times 3,39 \times 32,5} = 68,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \sigma_s / k$

$$\sigma_{bc} = \frac{68,97}{39,35} = 1,75 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III.6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Introduction :

- L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes et des charges vers les différents étages d'un immeuble ; il est souvent muni d'un dispositif de sécurité.

Il est constitué essentiellement des éléments suivants :

- **La cabine** : c'est la partie destinée au transport des usagers.
- **Les câbles** : La cabine et le contrepoids sont suspendus par des câbles mus par le treuil.
- **Le contrepoids** : c'est la masse qui contrebalance le poids de la cabine et une partie de la charge.
- **Le treuil** : c'est l'organe qui constitue le système d'entraînement et qui comprend un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse.
- **L'étrier** : c'est un cadre métallique dans lequel est fixée la cabine. Il est attaché aux organes de suspension et guidé au moyen de coulisseaux.
- **Le parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine.
- **La gaine** : espace clos où se déplace la cabine et le contrepoids.

- Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine appuyée sur ses quatre cotés de 20[cm] d'épaisseur et qui se caractérise par :

- la surface de la cabine est de 3,24[m²] (1,85x1,75)
- la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de $Q = 9$ [tonnes].
- Vitesse d'entraînement $V = 1$ [m/s].

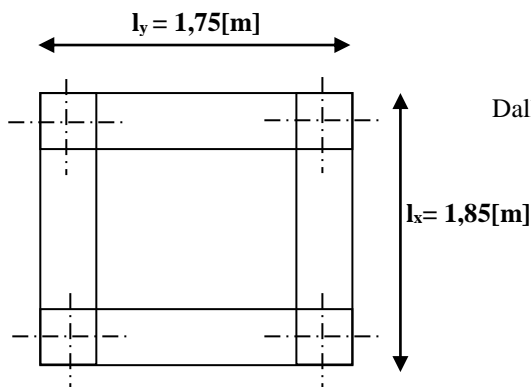


Figure III-36 : Panneau de dalle de la Salle machine.

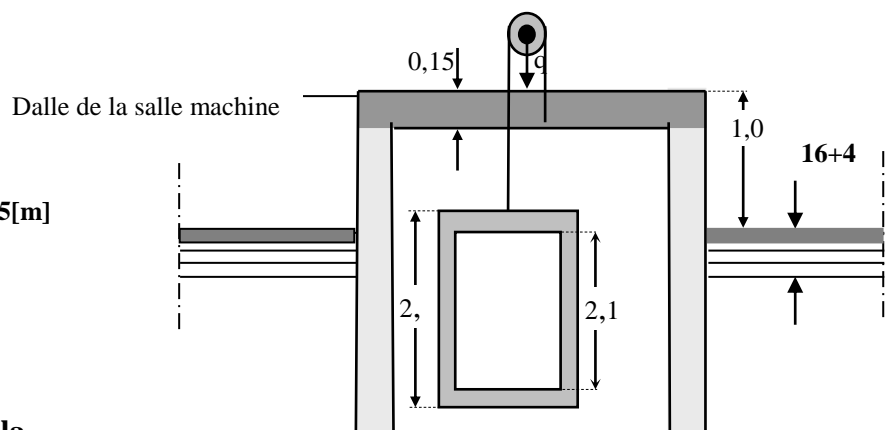


Figure III-37: Cage de l'ascenseur

III.6.1. Dimensionnement :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

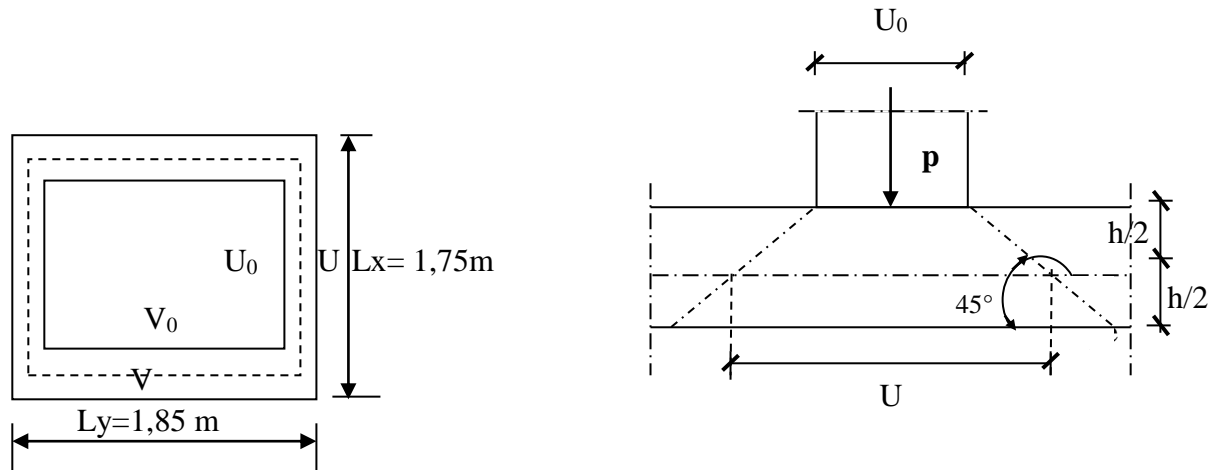


Figure III-38 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,75}{1,85} = 0,94 \Rightarrow 0,94 \geq \rho \geq 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{185}{30} = 6,17 \text{ [cm]}$$

h_t doit être au moins égale à 12[cm] (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15[\text{cm}]$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + e.K + h_0 \\ V = V_0 + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0[\text{cm}]$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15[\text{cm}]$)

K : Coefficient de la nature Revêtement

$U_0 = V_0 = 80 \text{ [cm]}$ (côté de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 0 \times 2 + 15 = 95[\text{cm}] \\ V = 80 + 0 \times 2 + 15 = 95 \text{ [cm]} \end{cases}$$

III.6.2. Calcul des moments à l'ELU :

➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v M_2) q \\ M_{y1} = (M_2 + v M_1) q \end{cases}$$

Avec :

$$v : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} &= 0,94 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{95}{175} = 0,54 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{95}{185} = 0,51 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = ? , M_2 = ?$$

▪ **Détermination des moments M_1 et M_2**

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double, ρ est compris entre deux valeurs on a pour : $0,9 \leq \rho \leq 1$

a) Pour $\rho = 0,9$; $\frac{u}{l_x} = 0,54$ et $\frac{v}{l_y} = 0,51$

$$(1) \quad \left. \begin{aligned} \frac{u}{l_x} &= 0,6 \\ \frac{v}{l_y} &= 0,6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,067 \end{pmatrix} \quad (2) \quad \left. \begin{aligned} \frac{u}{l_x} &= 0,5 \\ \frac{v}{l_y} &= 0,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,1 \\ M_2 = 0,08 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \Delta M_1 = 0,085 - 0,1 = -0,015$$

$$\Delta M_2 = 0,067 - 0,08 = -0,013$$

$$\text{Pour } \Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,54 - 0,5 = 0,04 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,015 \times 0,04}{0,1} = -0,006 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,013 \times 0,04}{0,1} = -0,0052 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{aligned} \frac{u}{l_x} &= 0,54 \\ \frac{v}{l_y} &= 0,51 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,085 + (-0,006) = 0,079 \\ M_2 = 0,067 + (-0,0052) = 0,0618 \end{pmatrix}$$

b) Pour $\rho=1$; $\frac{u}{l_x} = 0,54$; $\frac{v}{l_y} = 0,51$

$$(1) \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,076 \end{pmatrix} \quad (2) \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,5 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,09 \\ M_2 = 0,09 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,076 - 0,09 = -0,014 \\ \Delta M_2 = 0,076 - 0,09 = -0,014 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Delta \left(\frac{u}{l_x} \right)' = 0,6 - 0,54 = 0,06 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,014 \times 0,06}{0,1} = -0,0084 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,014 \times 0,06}{0,1} = -0,0084 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,54 \\ \frac{v}{l_y} = 0,51 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 + (-0,0084) = 0,0676 \\ M_2 = 0,076 + (-0,0084) = 0,0676 \end{pmatrix}$$

c) Interpolation entre les valeurs de $\rho = 0,9$ et $\rho = 1$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,079 \\ M_2 = 0,0618 \end{pmatrix} ; \quad \rho = 1 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,0676 \\ M_2 = 0,0676 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \rho = 1 - 0,9 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = 0,0676 - 0,079 = -0,0114 \\ \Delta m_2 = 0,0676 - 0,0618 = 0,0058 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } (\Delta \rho)' = 0,94 - 0,9 = 0,04 \Rightarrow \begin{cases} (\Delta m_1)' = \frac{-0,0114 \times (0,04)}{0,1} = -0,00456 \\ (\Delta m_2)' = \frac{0,0058 \times (0,04)}{0,1} = 0,00232 \end{cases}$$

$$\text{Résultat final : } \begin{cases} M_1 = 0,079 + (-0,004) = 0,075 \\ M_2 = 0,0618 + (0,00232) = 0,064 \end{cases}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.075$, $M_2 = 0.064$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ [KN]}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1 \longrightarrow M_{x1} = 121,5 \times 0,075 = 9,12 \text{ [KN.m].}$$

$$M_{y1} = q M_2 \longrightarrow M_{y1} = 121,5 \times 0,064 = 7,78 \text{ [KN.m].}$$

➤ Les moments $M_{x2}; M_{y2}$ dus aux poids propre de la dalle pleine et surcharge :

$1 \geq \rho = 0,94 \geq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \mu_x = 0,0419$$

$$\Rightarrow \mu_y = 0,864$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 [\text{KN/ml}] \quad (3,75 = 25 \text{KN/m}^2 \times 1 \text{m} \times 0,15 \text{m})$$

$$M_{x2} = 0,0419 \times 6,563 \times (1,75)^2 = 0,842 [\text{KN.m}]$$

$$M_{y2} = 0,864 \times 0,842 = 0,727 [\text{KN.m}]$$

$$M_{x2} / M_{y2} = 1,15 > 0,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,96 [\text{KN.m}]$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,51 [\text{KN.m}]$$

• correction des moments :

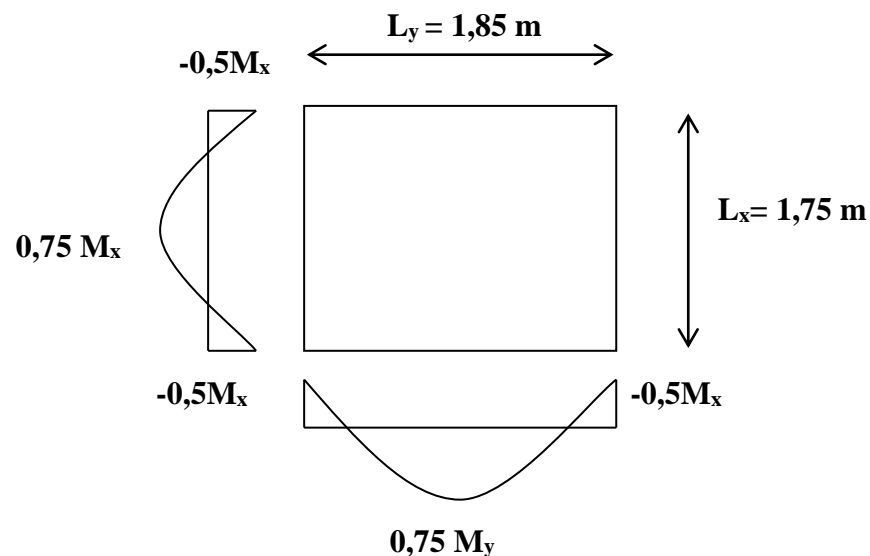


Figure III-39 : Correction des moments

En travée:

$$M_x^t = 0,75 M_x = 7,47 [\text{KNm}]$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 6,39 [\text{KNm}]$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,5 M_x = -4,98 [\text{KNm}]$$

$$M_y^a = -0,5 M_x = -4,98 [\text{KNm}]$$

III.6.3. Ferrailage :

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13[\text{cm}].$$

➤ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,9810^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,98 \cdot 10^3}{0,99 \times 13 \times 348} = 1,11 [\text{cm}^2]$$

Soit : 4HA10 = 3.14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

• **en travée :**

$$\mu_b = \frac{6,39 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{6,39 \cdot 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,43 [\text{cm}^2]$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 [cm]

➤ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,9810^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,98 \cdot 10^3}{0,99 \times 13 \times 348} = 1,11 [\text{cm}^2]$$

Soit : 4HA10 = 3.14 [cm²] Avec : St = 25 [cm]

• **en travée :**

$$\mu_b = \frac{7,47 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{7,47 \cdot 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,68 [\text{cm}^2]$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 [cm]

III.6.4. Vérification à l'ELU :**a). Condition de non fragilité (Art B.7.4 /BAEL91 modifié 99):**• **Sens x-x :**

$$\omega_x \geq \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho)$$

$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow \text{HA400}$ avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0.8\%$

$$\omega_x \geq \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.94) = 8,24 \times 10^{-4}$$

ω_x : taux au pourcentage d'acier.

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{S_{bet}}$$

$$\frac{A_{min}}{S_{bet}} \geq 8 \times 10^{-4} \Rightarrow A_{min} \geq 8,24 \times 10^{-4} \times S_{bet}$$

$$A_{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times (100 \times 15) = 1,236 [\text{cm}^2]$$

$$A_{adp} = 3,14 [\text{cm}^2] > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$A_{adp} = 3,14 [\text{cm}^2] > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b). Poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 modifié 99) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0.045 U_C \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge à l'ELU.

U_C : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit dans le plan du feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$U_C = 2(U+V) = 2 \times (95+95) = 380 [\text{cm}]$$

$$0.045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25}{1.5} 10^3 = 472.5 [\text{KN}] > q_u = 121,5 [\text{KN}] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c). Diamètres des barres :

$$\emptyset \leq \frac{h_t}{10}$$

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset = 10 [\text{mm}] \leq \frac{150}{10} = 15 [\text{mm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d). Espacement des barres (Art A.8.2.42 / BAEL 91 modifié 99) :

L'écartement des barres d'une nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à :

• **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min (2h_t, 25 [\text{cm}])$$

$$S_t \leq \min (30, 25 [\text{cm}]) = 25 [\text{cm}]$$

On a $S_t = 25 [\text{cm}] = 25 [\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min (3h_t, 33[\text{cm}])$$

$$S_t \leq \min (45, 33[\text{cm}]) = 33[\text{cm}]$$

On a $S_t = 25[\text{cm}] < 33[\text{cm}] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e). Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4}$$

$$\frac{A_x}{4} = 3,14/4 = 0.785 [\text{cm}^2]$$

$$A_y = 3,14 [\text{cm}^2] > 0.5 [\text{cm}^2] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f). Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

- **Au milieu de u :**

$$T = \frac{P}{2U+V}$$

$$T = \frac{121,5}{2 \times 0,95 + 0,95} = 42,63 [\text{KN}]$$

- **Au milieu de v :**

$$T = \frac{P}{3U}$$

$$T = \frac{121,5}{3 \times 0,95} = 42,63 [\text{KN}]$$

$$\Rightarrow T_{max} = 42,63 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = (42,63 \cdot 10^3) / (130 \cdot 1000) = 0,327 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0.327 < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS :

a) Calcul le moment engendré par le système de levage M_{x1} et M_{y1} :

$$v = 0.2$$

$$P_s = 90 [\text{KN}]$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0.2M_2) = 90 \cdot (0,075 + 0,2 \times 0,064)$$

$$M_{x1} = 7,902 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0.2M_1)$$

$$M_{y1} = 7,11 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

b) Calcule moment engendré par le poids propre de la dalle de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2.$$

$$q_s = (0.15 \times 25 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ [KN]}.$$

$$\mu_x = 0.0491$$

$$\mu_y = 0.906$$

$$M_{x2} = 0.0491 \times 4.75 \cdot (1.75)^2 = 0.97$$

$$M_{x2} = 0.72 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}.$$

$$M_{y2} = 0.65$$

• **Moments globaux :**

$$M_x = 8.62 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y = 7.76 \text{ [KN.m]}.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

En travées (0.75) :

$$M_x^t = 6.465 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^t = 5.82 \text{ [KN.m]}$$

Aux appuis (-0.5) :

$$M_x^a = -4.31 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^a = -4.31 \text{ [KN.m]}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

➤ **Aux appuis :** $M_x^a = -4.31 \text{ [KN.m]}$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0.921 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,31 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 114,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \times 114,64 = 2,29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** $M_x^t = 6,465 \text{ [KN.m]}$

$$\sigma_{st} = \frac{6,465 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 171,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \times 114,64 = 3,43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x}$

b) $\frac{A_x}{b_d} \leq \frac{2}{f_e}$

AN :

a) $15/175 = 0,086 > 6,465/(20 \cdot 8,62) = 0,0375 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Le calcul de la flèche est inutile.

b) $A_x/b_d = 0,0024 \leq 2/f_e = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

- **En travées :** 4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$
4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$
- **En appuis :** 4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$
4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine :

1. Sens X-X :

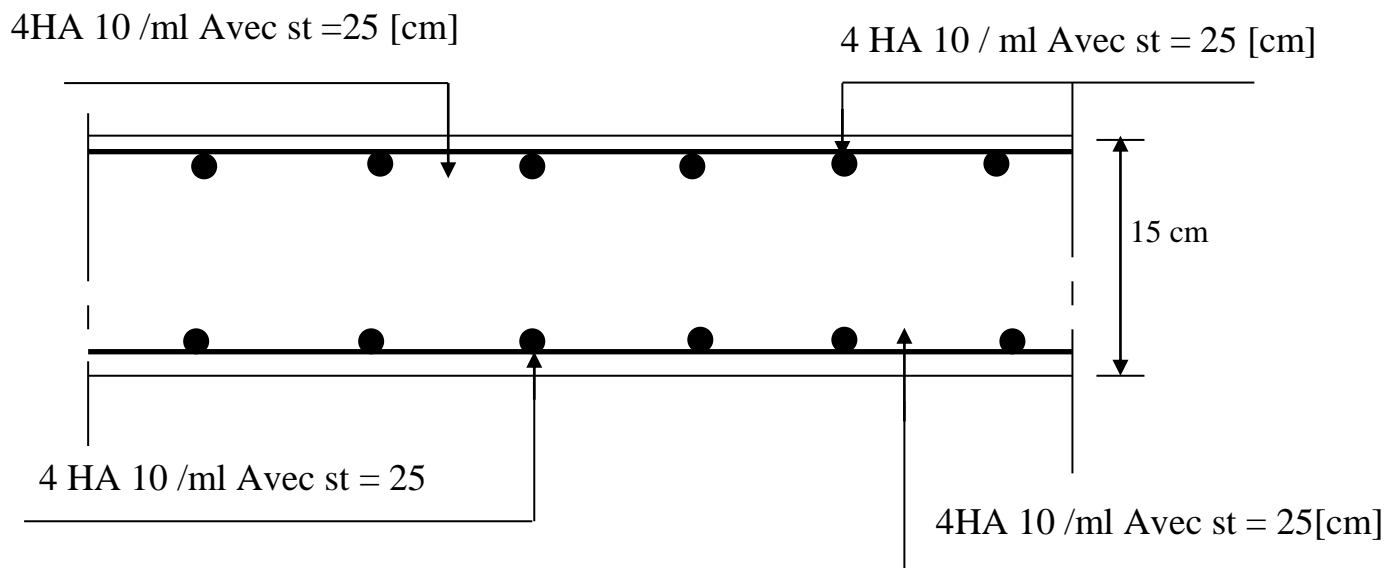


Figure III-40 : Ferraillage de la dalle dans le sens X-X

2. Sens Y-Y

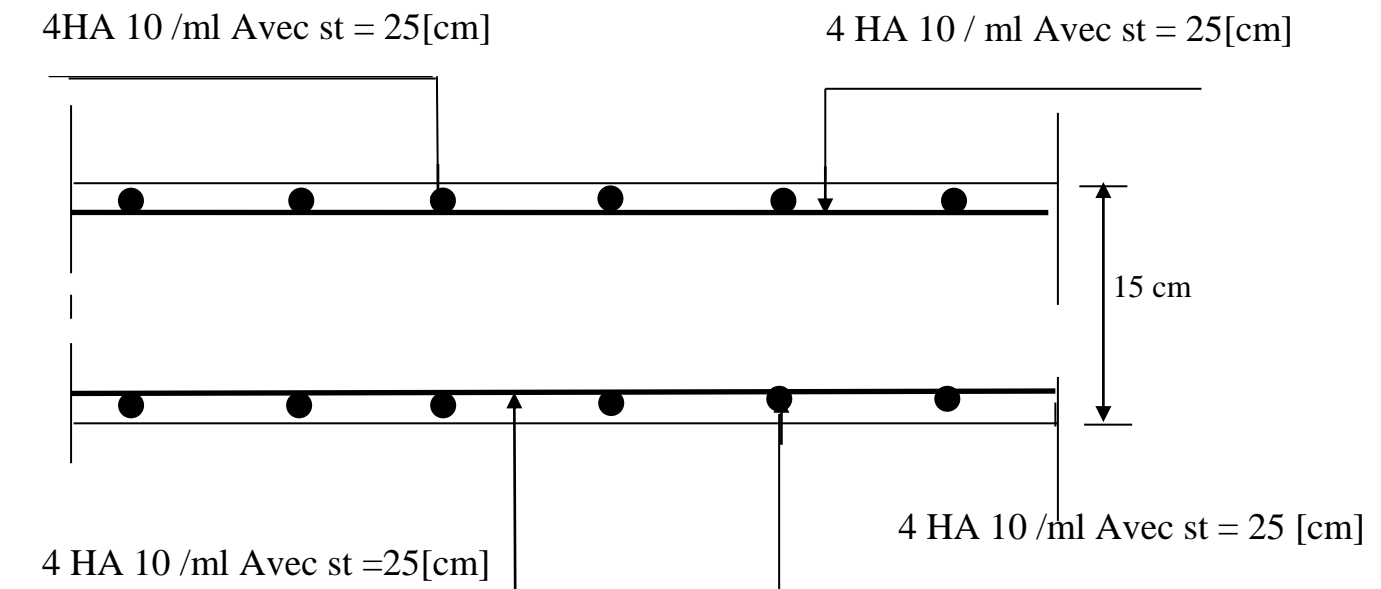


Figure III-41 : Ferraillage de la dalle dans le sens Y-Y

III.7. Calcul de la charpente :

Conçue pour servir l’étanchéité à la structure, notre charpente comporte des versants inclinés de $\alpha=26.26^\circ$, composés de chevrons, tuiles, et pannes.

La charpente repose sur des murs pignons et son étude consiste à déterminer les efforts revenant à chacun de ces éléments, ainsi que les vérifications de leurs résistances.

III.7.1.Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes (G) :

	Charge permanente (KN/m²)
Tuile à emboitement mécanique (linteaux compris)	$G_1 = \frac{0,4}{\cos 26,26} = 0,45 \text{ KN/m}^2$
Chevron	$G_2 = \frac{0,1}{\cos 26,26} = 0,11 \text{ KN/m}^2$
Pannes	$G_3 = \frac{0,1}{\cos 26,26} = 0,11 \text{ KN/m}^2$
Charge permanent totale	$G_T = 0,67 \text{ KN/m}^2$

Tab III.19 : charges permanentes revenant à la toiture

➤ Surcharge d’exploitation (Q) :

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

• Combinaison de charges :

ELU : $q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,4 \text{ KN/m}^2}$

ELS : $q = G + Q = 0,67 + 1 = \mathbf{1,67 \text{ KN/m}^2}$

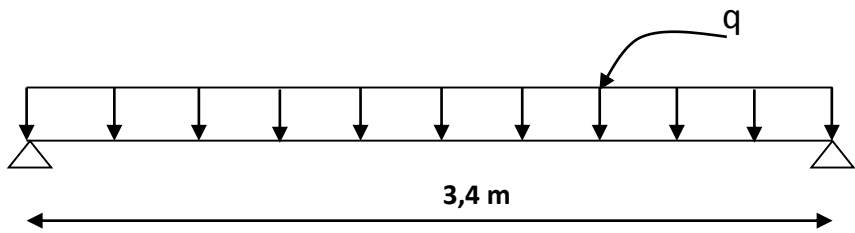


Figure III-42: Schéma statique de la charge revenant à la toiture

III.7.2. Calcul des éléments de la charpente :

a) Calcul des pannes

Les pannes sont posées inclinées d'un angle α sur le versant. L'espace entre les pannes ne doit pas dépasser 1,8cm, par contre si on le désire, on peut les poser tous les 1,3 m.

Donc on prend :

-Espace entre pannes : 1,2 m

-Portée des pannes : 3,4 m

Avec : $q_p = 2,4 \times 1,2 = 2,88 \text{ KN/ml}$

• Décomposition de q_p

X-X

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 2,88 \times \sin (26,26) = 1,27 \text{ KN/ml}$$

Y-Y

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 2,88 \times \cos (26,26) = 2,58 \text{ KN/ml}$$

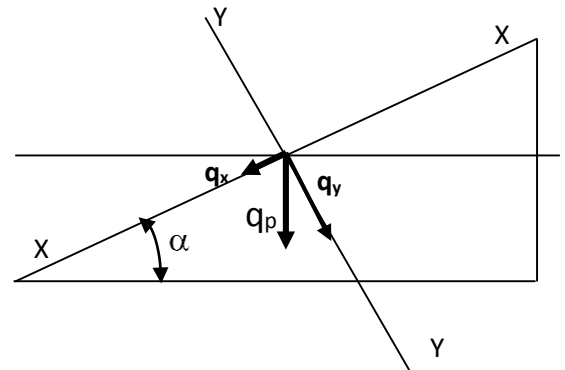


Figure III-43: Schéma statique de la panne

• Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{2,58 \times 3,4^2}{8} = 3,73 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{1,27 \times 3,4^2}{8} = 1,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On choisit une section de panne de $(22,5 \times 15) \text{ cm}^2$

Il faut vérifier que les contraintes et déformations sont inférieures aux valeurs admissibles

❖ Les vérifications :

➤ Vérification de contrainte

Les bois sont classés en 3 catégories, d'après CB-71, le bois utilisé dans notre charpente est le sapin de catégorie I dont la contrainte admissible est de $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$.

Contrainte admissible : il faut tenir compte des coefficients réducteurs liés à la hauteur de la poutre et le taux d'humidité (tableau de coefficient) :

- Coefficient lié à la hauteur : 0.905
- Coefficient lié à l'humidité : 1
- La contrainte admissible pour un bois de catégorie 1 en résineux: $\sigma = 142 \text{ dan/cm}^2$ (tableau)

En conclusion la contrainte admissible dans notre cas est :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \times 1 \times 0.905 = 128.51 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{I_x}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 22,5^2}{6} = 1265,63 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{15^2 \times 22,5}{6} = 843,75 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{3,73 \times 10^2}{1265,63} + \frac{1,84 \times 10^2}{843,75} = 0,513 \text{ KN / cm}^2 = 51,3 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma = 51,3 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 128,51 \text{ daN / cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :**

Selon les règles CB71, La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{300} \quad \text{Avec : } L_p : \text{Portée de la panne.}$$

$$\overline{f} = \frac{340}{300} = 1,13 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 78786,42 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 51,3 \times 340^2}{48 \times 78786,42 \times \frac{22,5}{2}} = 0,7 \text{ cm} < \overline{f} = 1,13 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la section (15*22.5) cm² est admise

b) Calcul des chevrons :

Le calcul se fait en flexion simple sous q pour une poutre continue. En générale l'écartement d'axes des chevrons égale : 50 cm, $L_{\text{chevron}} = 1,2 \text{ m}$

On choisit une section chevron de $(7 \times 8) \text{ cm}^2$

$$G_c = 0,45 + 0,11 = 0,56 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_c = 1,35 \times 0,56 + 1,5 \times 1 = 2,26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = 0,5 \times 2,26 = 1,13 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = \frac{4}{5} M_0$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{2}{3} M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8} \quad \text{avec : } L_c = 1,2 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{113 \times 1,2^2}{8} = 20,34 \text{ daN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a = \frac{4}{5} \times (20,34) = 16,27 \text{ daN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (20,34) = 13,56 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma = \frac{M_f}{I/V} < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7 \times 8^2}{6} = 74,67 \text{ cm}^3$$

$$\text{Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{16,27 \times 10^2}{74,67} = 21,79 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{13,56 \times 10^2}{74,67} = 18,16 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \quad (\text{CB 71}) \quad \text{avec } L : \text{Portée du chevron}$$

$$\bar{f} = \frac{120}{200} = 0,60 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche réelle est : } f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$$

$$\text{Aux appuis : } f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 21,79 \times 120^2}{48 \times 51347,73 \times \frac{7}{2}} = 0,18 \text{ cm} < \bar{f} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 18,16 \times 120^2}{48 \times 46876 \times \frac{7}{2}} = 0,16 \text{ cm} < \bar{f} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la section (7*8) cm² est admise.

c) Calcul des liteaux :

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne.

$$G_1 = 0,45 \text{ KN/m}^2.$$

-L'espacement des liteaux $e = 0,32\text{m}$

-Portée des liteaux : 0,5 m

-On choisit une section de linteau de (3*3) cm²

$$q_l = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_l = 0,32 \times 2,11 = 0,68 \text{ KN/m}$$

• **Décomposition de q_l :**

Suivant X-X:

$$q_x = q_l \times \sin \alpha = 0,68 \times \sin (26,26) = 0,3 \text{ KN/ml}$$

Suivant Y-Y:

$$q_y = q_l \times \cos \alpha = 0,68 \times \cos (26,26) = 0,61 \text{ KN/ml}$$

• **Moment de flexion**

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,61 \times 0,5^2}{8} = 0,0191 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,3 \times 0,5^2}{8} = 0,0093 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Il faut vérifier que les contraintes et déformations sont inférieures aux valeurs admissibles

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^2 \times 3}{6} = 4,5 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{0,0191 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,0093 \times 10^4}{4,5} = 39,38 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma = 63,11 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :**

Selon les règles CB71, La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec : L : Portée de linteaux.}$$

$$\overline{f} = \frac{50}{300} = 0,17 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F = 11000 \quad \sqrt{\sigma_f} = 87385,98 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 63,11 \times 50^2}{48 \times 87385,98 \times 1,5} = 0,13 \text{ cm} < \overline{f} = 0,17 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

La section choisie pour linteaux est bonne

Conclusion :

Pannes = (15 x 22,5) cm² avec L_p = 1,20 m.

Chevrans = (7 x 8) cm² avec L_c = 0,5 m.

Liteaux = (3 x 3) cm² avec L_l = 0,32 m.

III.7.3. Assemblage de la charpente :

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} \frac{a}{7}, & \text{si le bois est sapin.} \\ \frac{a}{9}, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ \frac{a}{11}, & \text{si le bois est dur (chêne).} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mince,

7 : dans le cas d'un bois tendre qui ne se fond pas (sapin),

9 : dans le cas d'un bois moyen (pin sec),

11 : dans le cas d'un bois dur (chêne).

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

-Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

-Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

-Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{a}{7} = \frac{3}{7} = 0,4cm$$

Avec :

a : épaisseur du linteau = 3 cm.

Remarque

-L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par les chenaux qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

-Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.

CHAPITRE IV:

Modélisation de la structure



IV.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

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.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.4.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).



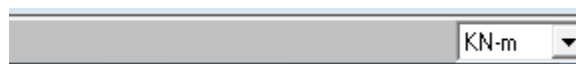
1. Etapes de modélisation :

4.1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

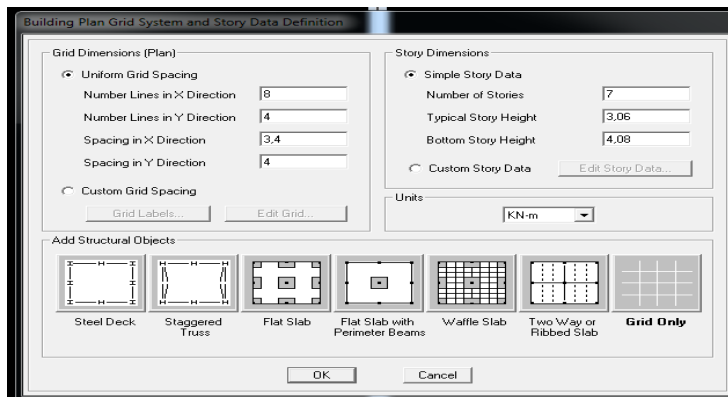
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z , Y-Z.

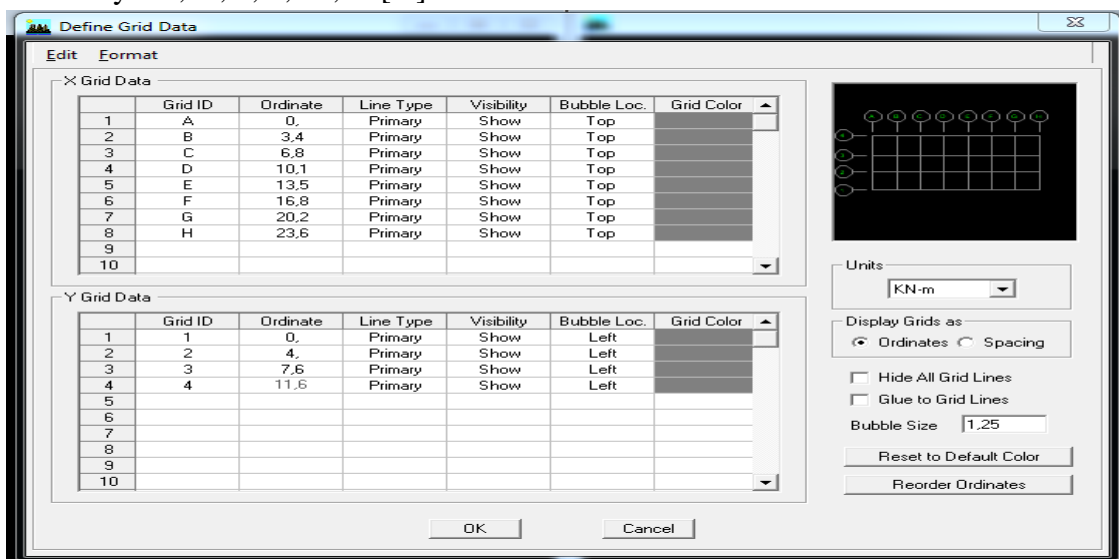
c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- -On clique sur le bouton droit de la souris.
- -On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- -Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.

Suivant x : 0 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,1 ; 13,5 ; 16,8 ; 20,2 ; 23,6. [m]

Suivant y : 0 ; 4 ; 7,6 ; 11,6 [m]



Suivant z : 0, 4.08, 7.14, 10.2, 13.26, 16.32, 19.38, 22.44, 26.89, 28.98. [m]

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	ET CHARPENT	4.45	26.89	No	NONE	No	0.
8	ET6	3.06	22.44	No	RDC	No	0.
7	ET5	3.06	19.38	No	RDC	No	0.
6	ET4	3.06	16.32	No	RDC	No	0.
5	ET3	3.06	13.26	No	RDC	No	0.
4	ET2	3.06	10.2	No	RDC	No	0.
3	ET1	3.06	7.14	No	RDC	No	0.
2	RDC	4.08	4.08	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 4.45 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

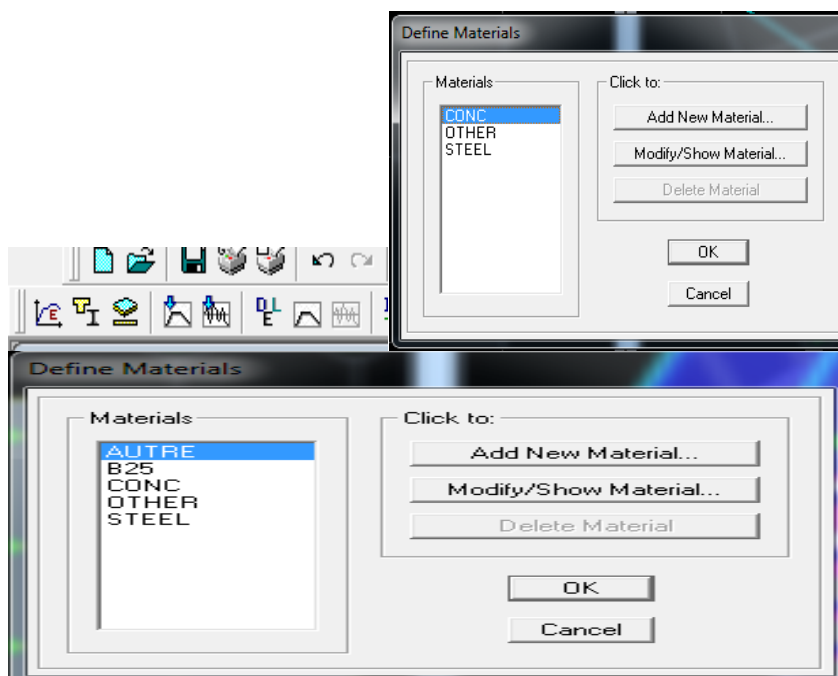
Units: Change Units [KN-m]

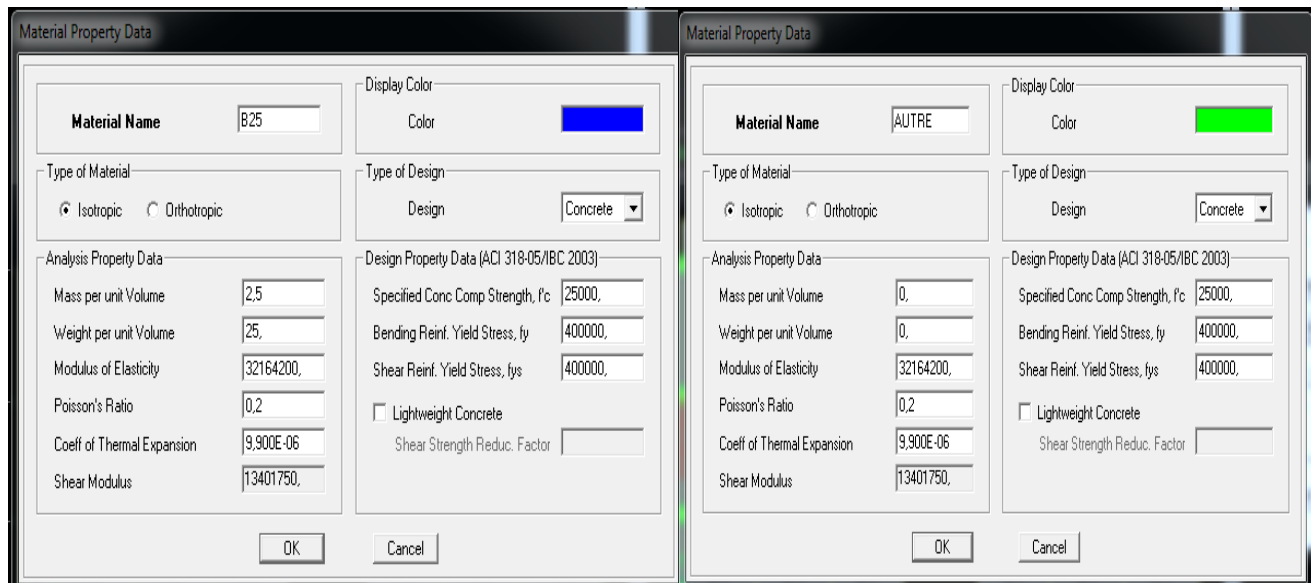
OK Cancel

4.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur Define puis Material proprietes nous sélectionons le matériau CONC et on clique sur Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



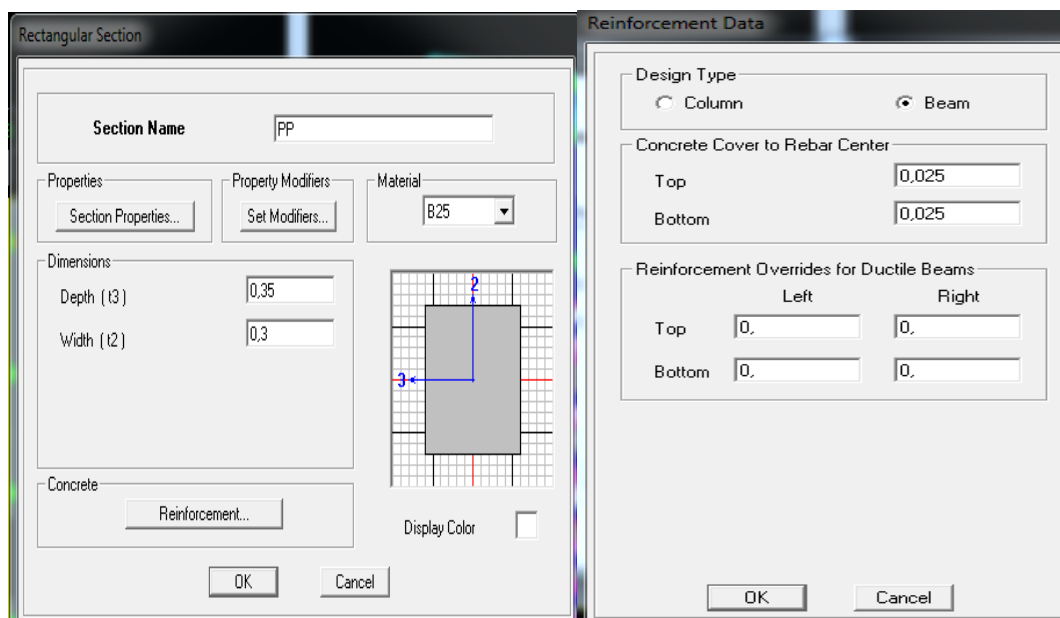


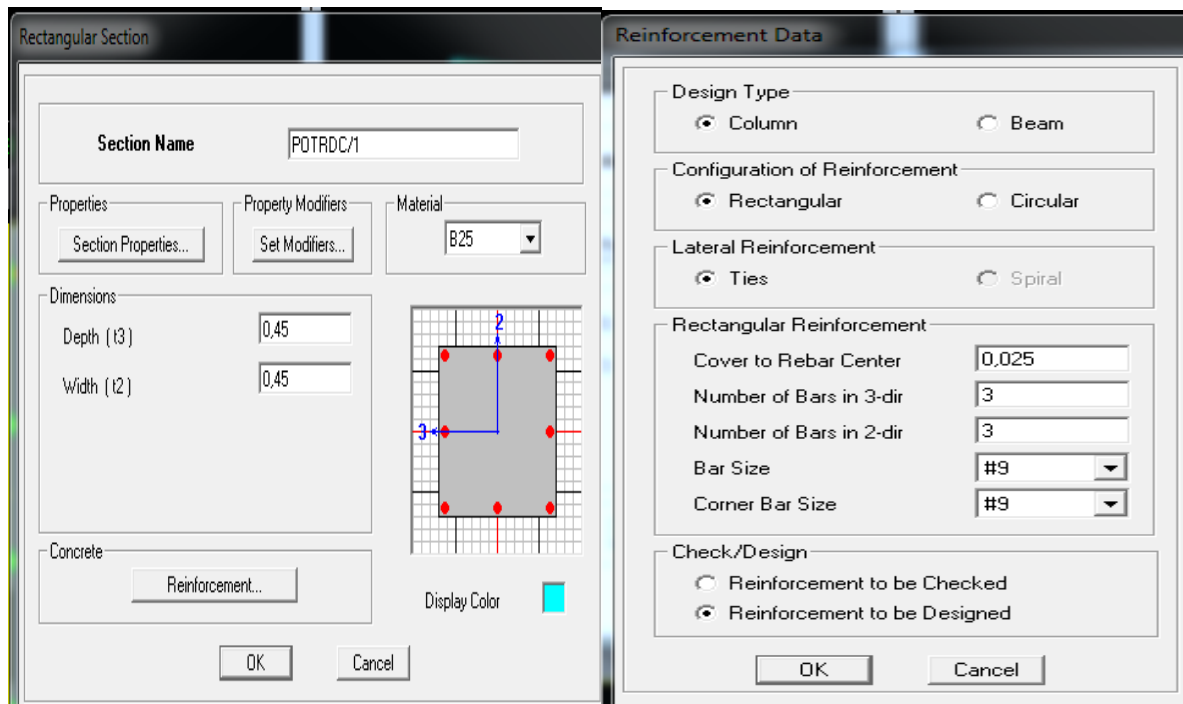
4.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu Define puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).





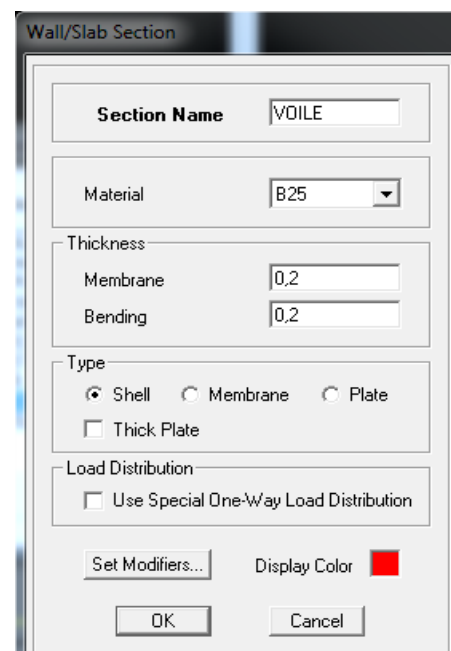
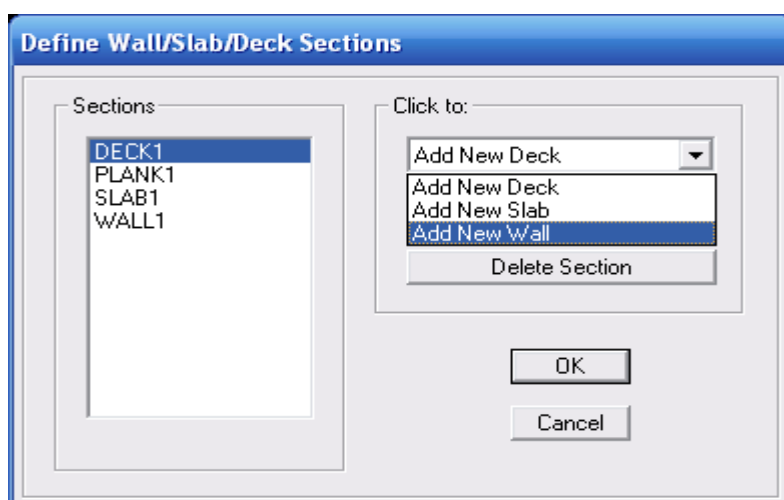
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

Si on clique sur le bouton Section properties on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu Define et wall/slab, on clique sur Add new wall et on spécifie le nom et l'épaisseur.



4.4) Quatrième étape : définie les charge :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a. Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define → Load Cases.

➤ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

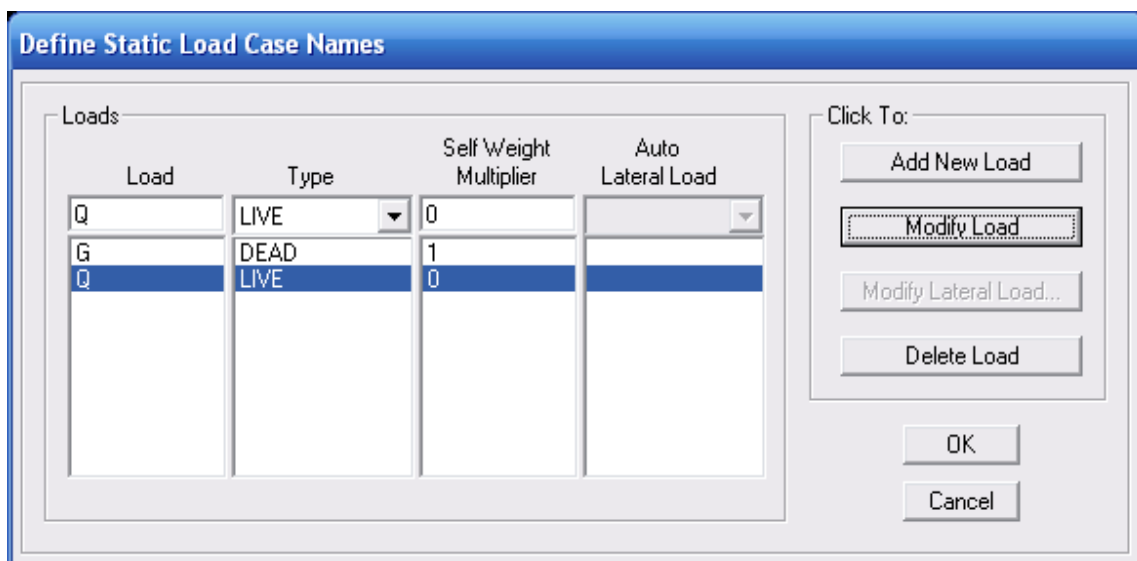
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



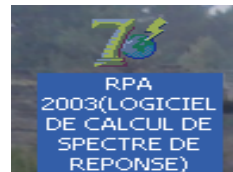
b. Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coef comportement : mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.15.



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Texte.

The screenshot shows the 'Paramètres RPA99' window with the 'Text' tab selected. The 'Graph du spectre' tab is also visible. The 'Text' tab contains a table of seismic data and several configuration options.

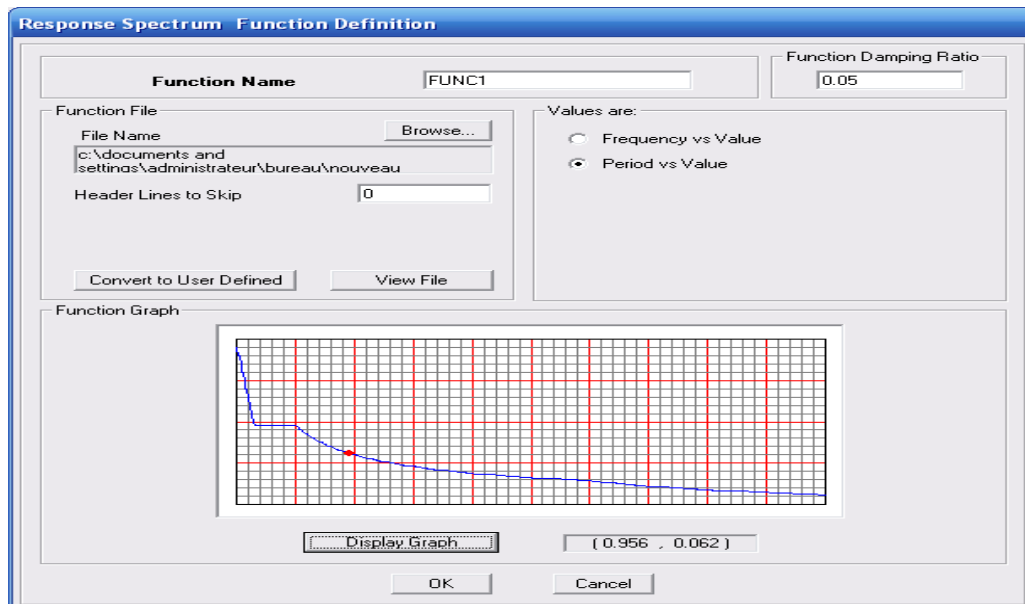
Period (T)	Acceleration (Sa/g)
0.000	0.190
0.010	0.180
0.020	0.180
0.030	0.170
0.040	0.160
0.050	0.160
0.060	0.150
0.070	0.140
0.080	0.140
0.090	0.130
0.100	0.130
0.110	0.120
0.120	0.110
0.130	0.110
0.140	0.100

Configuration options in the 'Text' tab:

- Précision: 0.01
- SAP (selected), STAAD
- Enregistrer button
- Zone: I, **IIA**, IIB, III
- Groupe d'usage: 1A, 1B, **2**, 3
- Coeff. comportement: Mixte portique/voile avec interaction
- Facteur de qualité Q: 1.15
- Remplissage: Dense
- Site: S1: Site Rocheux, **S3: Site Meuble**, S2: Site Ferme, S4: Site Très Meuble

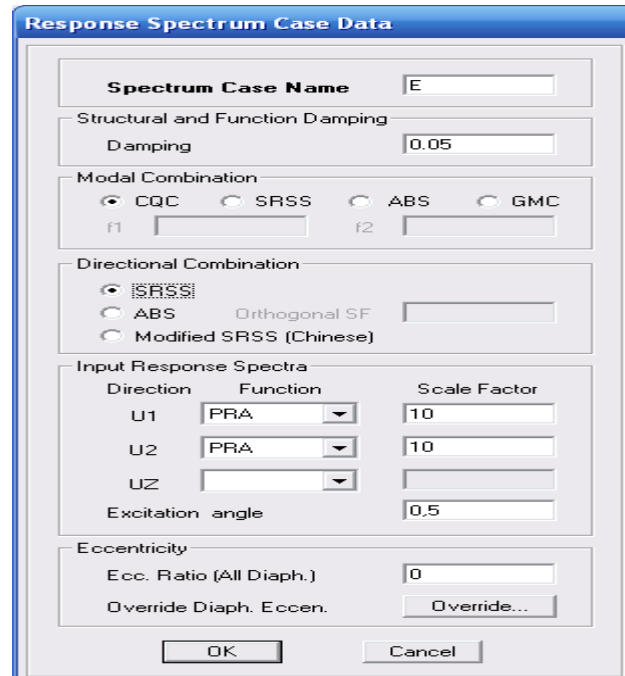
☐ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file.



Function Name (nom du spectre): RPA.


➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :



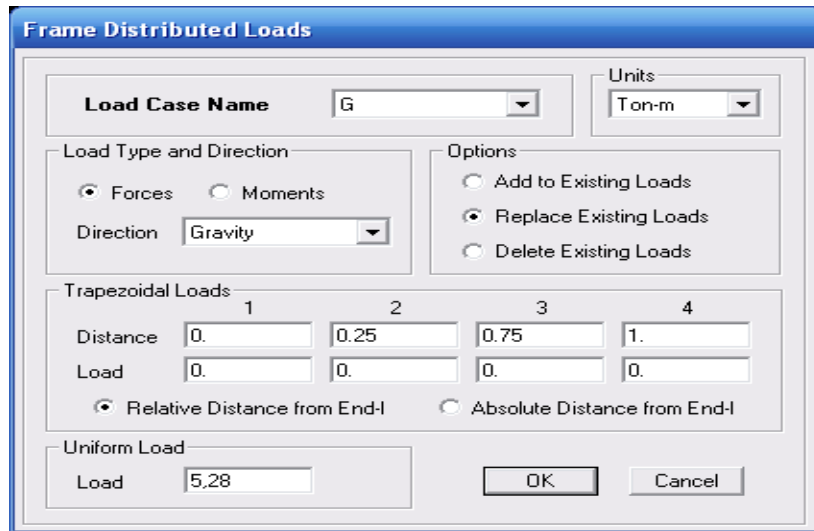
Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Dans la partie Input response spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

4.5) cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur .

Assign \longrightarrow Frame/line loads \longrightarrow Distributed.



Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

4.6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

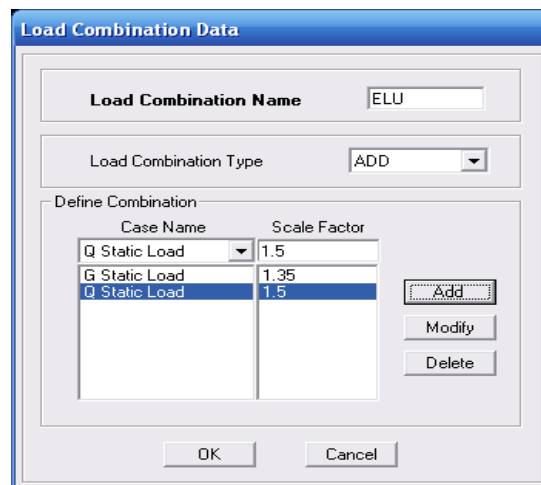
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$.

08GE : $0.8G \pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \longrightarrow load Combinations \longrightarrow Add New Combo.



Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1.5
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

4.7) septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ Appuis :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign →  Joint/point → Restraints



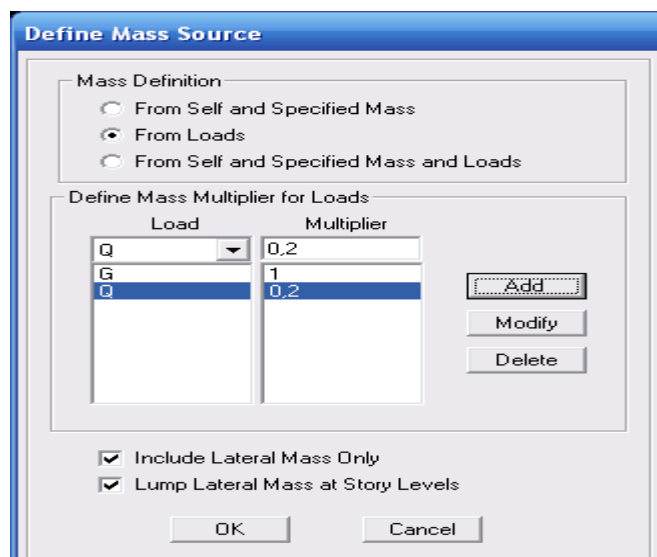
➤ Mass- Source

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

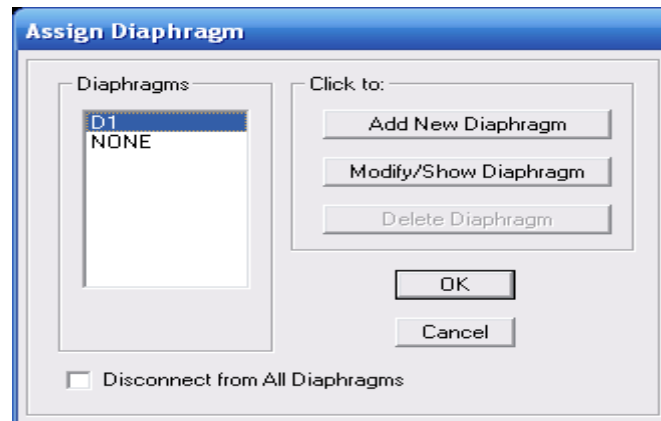


➤ Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign —→ Joint/point —→ Diaphragm —→ Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

4.8) huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

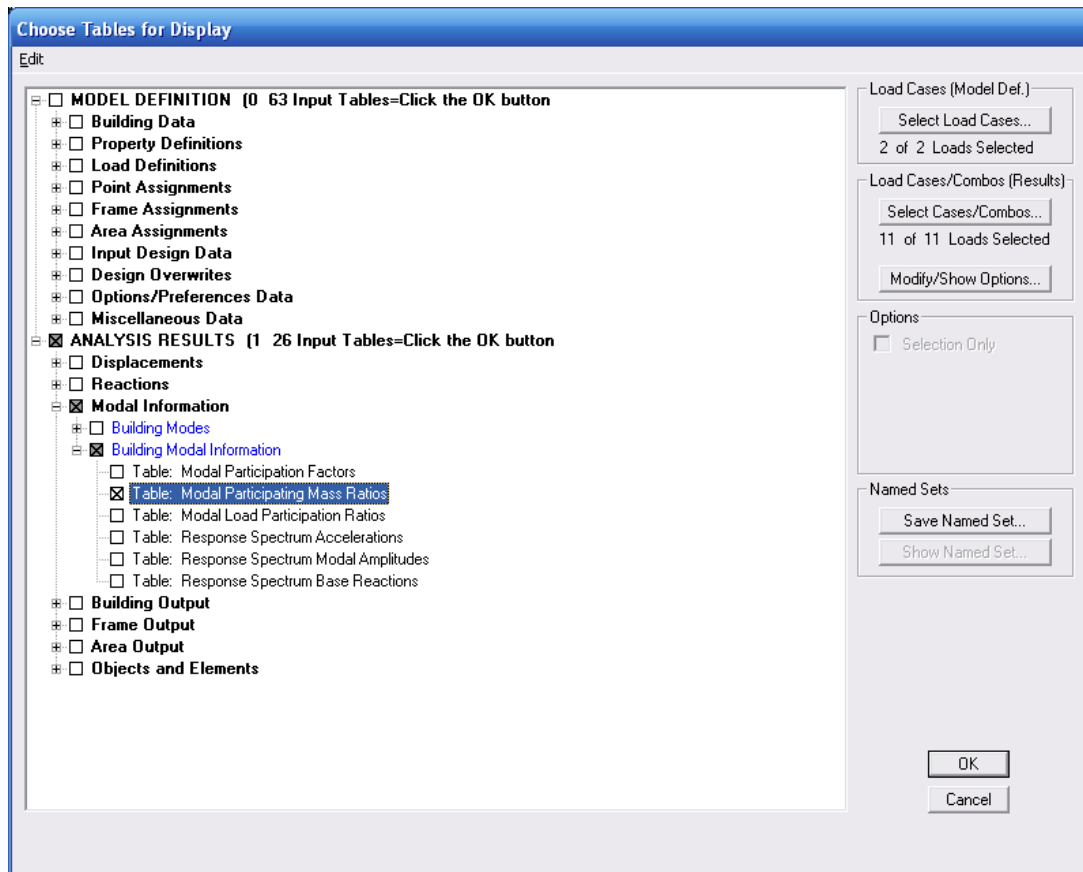
➤ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne Run Analysis.


➤ Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display —→ show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



➤ Déformée de la structure

On appuie sur l'icône  Show Deformed Shap et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagram dans le menu Display.

Efforts internes dans les éléments barres :

➤ Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : Display ———> Show tables

Dans Element Output on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur Select Case/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

➤ Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans Area Output on clique sur « Area forces and Stresses » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables puis on coche « Displacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

➤ Effort tranchant et moment sismique à la base

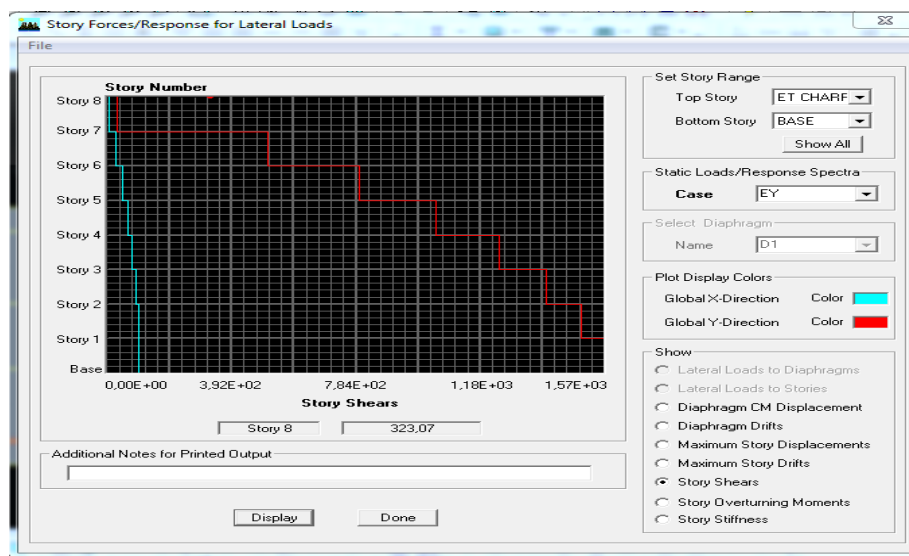
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur show Story Reponse plots

En coche Story shears ensuite en sélectionne le séisme E.

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu View on clique sur Set 3D View et on sélectionne le plan XZ.

Dans Display on clique sur Show Deformed Shape et on sélectionne la combinaison E. Enfin, dans Draw on choisit l'option Draw Section Cut et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

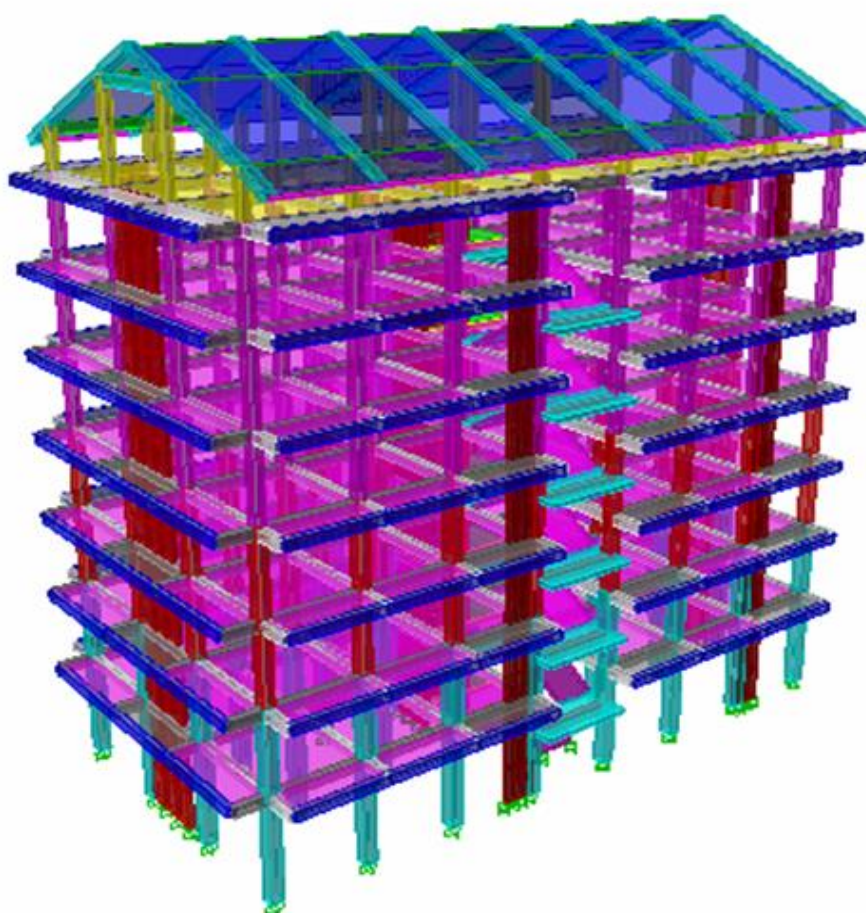


Remarque :

En désélectionnant la case Shell on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case Frames nous aurons l'effort repris par les voiles.

CHAPITRE V:

VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA99 MODIFIE 2003



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 **R.P.A99 version 2003**.

V.2. 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 :

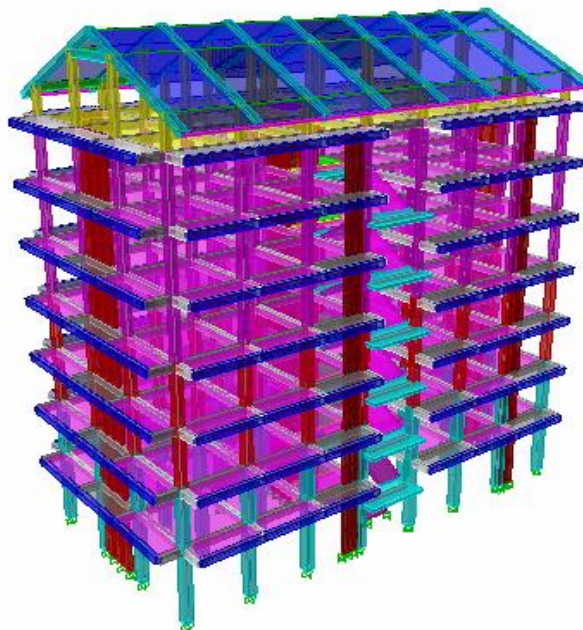


Figure V.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

V.3. Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

a) 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	RZ
1	0,712541	76,0274	0,482	76,0274	0,482	0,018
2	0,647463	0,5111	72,3912	76,5385	72,8732	1,2646
3	0,602464	0,0709	1,173	76,6094	74,0462	72,9757
4	0,215278	14,5082	0,0011	91,1176	74,0473	0,0766
5	0,184626	0,0002	16,1896	91,1178	90,2369	0,1768
6	0,165335	0,1325	0,2038	91,2503	90,4408	16,2141
7	0,109507	4,1665	0,0018	95,4168	90,4426	0,0392
8	0,09511	1,2626	0,0114	96,6795	90,454	0,0359
9	0,085857	0,008	5,8703	96,6874	96,3243	0,0691
10	0,076088	0,0875	0,0677	96,7749	96,3919	5,6446
11	0,064902	1,9884	0,0056	98,7633	96,3975	0,0427
12	0,051795	0,0037	2,2603	98,767	98,6578	0,0236

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

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,712541$ s.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
 - 1^{ère} mode translation suivant x-x : $UX = 76,0274$
 - 2^{ème} mode translation suivant y-y : $UY = 72,3912$
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation, $RZ = 72,9757$
- ❖ On doit retenir les 5 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).
 - $SumUX = 91,1178$ %
 - $SumUY = 90,2369$ %

b) 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1).}$$

Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II_a	2	A= 0,15

Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C_T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	$h_n = 26,89m.$	T=0,59s.

Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Formule	<p>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</p> $D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$
Paramètres	<p>Valeur T_2 : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où $T_2 = 0,5.$</p>
	<p>Valeur de ξ : RPA99 version 2003Page 26 Tableau (4.2)</p> <p>remplissage dense et contreventement mixte : $\xi = 7$</p>
	<p>Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2).</p> $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = 0,88$
D	D = 1,97

c) Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux; les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

charges horizontales		charges verticales
$C_H\% \text{ X-X}$	$C_H\% \text{ Y-Y}$	$C_V\%$
50,0035326	60,04611967	19,2421759

Contreventement	Valeur de R
<i>Mixte</i>	R=5

Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

Observation de critère	Q_x		Q_y	
	Oui	Non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,10		1,10	

Poids total W_t :

Poids total W_t	24270,54 kN
-------------------------------------	--------------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base $V_{logiciel}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}.$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} > 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	1577,82KN	1262,26KN	1513,06	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	1577,82KN	1262,26KN	1569,70	Condition vérifiée

Tableau V-2- Vérification de la force sismique à la base.

d) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

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 :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau

Suivant ci – dessous :

N _d (KN)	B (cm ²)	f _{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
1198,94	2025	2,5	0,236	0,236 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

e) Vérification de l'excentricité:

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse

Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à ±0,05 L_{max}.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max}.$$

$$L_{max} = L_x = 24m. \text{ et } l_y = 12m$$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	X(CM-CR)<0,05L _x	YCR	YCM	Y(CM-CR)<0,05L _y
RDC	D1	11,324	11,563	-0,239<1,2	6,431	5,846	0,585<0,6
ET1	D2	11,288	11,594	-0,306<1,2	6,293	5,888	0,405<0,6
ET2	D3	11,279	11,592	-0,313<1,2	6,128	5,89	0,238<0,6
ET3	D4	11,271	11,577	-0,306<1,2	5,982	5,891	0,091<0,6
ET4	D5	11,263	11,556	-0,293<1,2	5,86	5,893	-0,033<0,6
ET5	D6	11,265	11,537	-0,272<1,2	5,769	5,921	-0,152<0,6
ET6	D7	11,456	11,517	-0,061<1,2	5,757	5,854	-0,097<0,6
chrpnt	D8	11,8	10,123	1,677<1,2	5,797	5,8	-0,003<0,6

Tableau V-3- Vérification de l'excentricité.

f) 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)** : $\Delta K = R \delta_{ek}$

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

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_k	$1\%h_k$	observation
ET chrpnt	D8	0,0147	0,0007	4,45	0,0445	condition vérifiée
ET6	D7	0,014	0,0017	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D6	0,0123	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0103	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,0081	0,0023	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0058	0,0022	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0036	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0016	0,0016	4,08	0,0408	condition vérifiée

Tableau V-4-Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x .

Story	Diaphragm	Uy	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_k	$1\%h_k$	observation
ET chrpnt	D8	0,0132	0,0007	4,45	0,0445	condition vérifiée
ET6	D7	0,0125	0,0018	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	D6	0,0107	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	D5	0,0088	0,002	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	D4	0,0068	0,0021	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	D3	0,0047	0,0019	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	D2	0,0028	0,0016	3,06	0,0306	condition vérifiée
RDC	D1	0,0012	0,0012	4,08	0,0408	condition vérifiée

Tableau V-5-Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y .

g) 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 Ex :

Story	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k	V_{kx}	θ_{kx}	obs
ET chrpnt	1596,13	0,0007	4,45	36,81	0,00682088	condition vérifiée
ET6	4032,52	0,0017	3,06	465,17	0,00481606	
ET5	7224,09	0,002	3,06	753,56	0,00626576	
ET4	10415,66	0,0022	3,06	989,99	0,0075641	
ET3	13699,03	0,0023	3,06	1180,67	0,00872103	
ET2	16982,4	0,0022	3,06	1333,19	0,00915816	
ET1	20369,81	0,002	3,06	1441,65	0,00923497	
RDC	24270,54	0,0016	4,08	1513,06	0,00629047	

Tableau V-6- Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Suivant Ey :

Story	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k	V_{ky}	θ_{ky}	obs
ET chrpnt	1596,13	0,0007	4,45	30,09	0,00834419	condition vérifiée
ET6	4032,52	0,0018	3,06	504,16	0,004705	
ET5	7224,09	0,0019	3,06	801,77	0,00559455	
ET4	10415,66	0,002	3,06	1044,78	0,00651584	
ET3	13699,03	0,0021	3,06	1239,83	0,00758273	
ET2	16982,4	0,0019	3,06	1390,5	0,00758334	
ET1	20369,81	0,0016	3,06	1496,75	0,00711601	
RDC	24270,54	0,0012	4,08	1569,7	0,00454762	

Tableau V-7- Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Conclusion générale :

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, peut passer aux ferraillements de ces éléments porteurs.

CHAPITRE VI:

FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE



VI.1. Ferrailage des portiques :

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

Recommandations du RPA99 :..... (Art 7.5.2)

VI.1.1.1. Armatures minimale longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30x35): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (30x35): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30x40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires de (25x35): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.1.1.2. Armatures minimale transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_{tb}$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale la et en travée si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

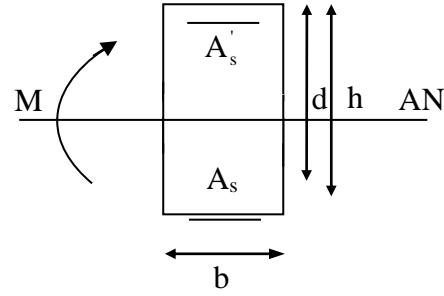
VI.1.1.3. Etapes de calcul à L'ELU :

a) Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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



- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

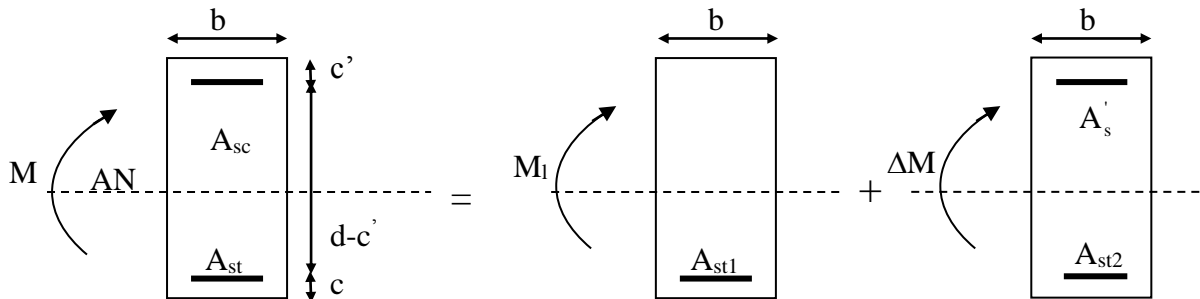
$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

- Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l x d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux de la page suivante.

Ferraillages en appuis des poutres principales à l'ELU								
niveau	Mu (kNm)	u	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferraillage	As adoptée
charpent	17,250	0,038	SSA	0,981	1,555	5,25	3HA12	3.39
6	50,630	0,113	SSA	0,939	4,767	5,25	3HA12+3HA12	6.78
5	63,035	0,140	SSA	0,924	6,032	5,25	3HA12+3HA12	6.78
4	63,833	0,142	SSA	0,923	6,115	5,25	3HA12+3HA12	6.78
3	62,568	0,139	SSA	0,925	5,981	5,25	3HA12+3HA12	6.78
2	60,840	0,135	SSA	0,927	5,803	5,25	3HA12+3HA12	6.78
1	54,360	0,121	SSA	0,935	5,140	5,25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	52,816	0,117	SSA	0,938	4,979	5,25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau VI-1 : Ferraillages en appuis des poutres principales à l'ELU

Ferraillages en appuis des poutres secondaires à l'ELU								
niveau	Mu (kNm)	u	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferraillage	As adoptée
charpent	23,670	0,053	SSA	0,973	2,151	5,25	3HA12	3.39
6	43,570	0,097	SSA	0,948	4,064	5,25	3HA12+3HA12	6.78
5	50,157	0,111	SSA	0,942	4,708	5,25	3HA12+3HA12	6.78
4	52,771	0,117	SSA	0,938	4,974	5,25	3HA12+3HA12	6.78
3	54,038	0,120	SSA	0,936	5,105	5,25	3HA12+3HA12	6.78
2	53,083	0,118	SSA	0,937	5,009	5,25	3HA12+3HA12	6.78
1	47,126	0,105	SSA	0,945	4,409	5,25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	40,959	0,091	SSA	0,953	3,800	5,25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau VI-2 : Ferraillages en appuis des poutres secondaires à l'ELU

Ferraillages en travées des poutres principales à l'ELU								
niveau	Mu (kNm)	u	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferraillage	As adoptée
charpent	12,960	0,029	SSA	0,985	1,163	5,25	3HA12	3.39
6	22,240	0,049	SSA	0,975	2,017	5,25	3HA12+3HA12	6.78
5	27,480	0,061	SSA	0,968	2,510	5,25	3HA12+3HA12	6.78
4	28,760	0,064	SSA	0,967	2,630	5,25	3HA12+3HA12	6.78
3	32,080	0,071	SSA	0,964	2,942	5,25	3HA12+3HA12	6.78
2	32,256	0,072	SSA	0,963	2,962	5,25	3HA12+3HA12	6.78
1	28,268	0,063	SSA	0,968	2,582	5,25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	31,148	0,069	SSA	0,965	2,854	5,25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau VI-3 : Ferraillages en travées des poutres principales à l'ELU

Ferrailages en travées des poutres secondaires à l'ELU								
niveau	Mu (kNm)	u	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage	As adoptée
charpent	15,260	0,034	SSA	0,983	1,373	5,25	3HA12	3.39
6	31,149	0,069	SSA	0,965	2,854	5,25	3HA12+3HA12	6.78
5	39,880	0,089	SSA	0,954	3,696	5,25	3HA12+3HA12	6.78
4	41,302	0,092	SSA	0,952	3,836	5,25	3HA12+3HA12	6.78
3	44,418	0,099	SSA	0,948	4,143	5,25	3HA12+3HA12	6.78
2	44,830	0,100	SSA	0,947	4,186	5,25	3HA12+3HA12	6.78
1	40,570	0,090	SSA	0,953	3,764	5,25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	31,459	0,070	SSA	0,964	2,885	5,25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau VI-4 : Ferrailages en travées des poutres secondaires à l'ELU

VI.1.1.4. Vérifications à l'ELU :**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

-Poutres principales de (30x35): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 1,17 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 1,17 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales $\tau_u = \frac{82,35 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,325} = 0,84 \text{ MPa}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{66,45 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,325} = 0,68 \text{ MPa}$

➤ Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(BAEL91.art A.5.1.32) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 82,35 - \frac{63,83}{0,9 \times 0,325} = -135,87 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 66,45 - \frac{54,038}{0,9 \times 0,325} = -118,29 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 82,351 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,32,5 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 650 \text{ kN}.$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 66,45 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ KN}.$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{82,35 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,325 \times 0,113} = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{66,45 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,325 \times 0,113} = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,93$ cm

b) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,4 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8$ mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01$ cm²

❖ **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) = (10 ; 8,75)$

- Poutre principales de (30x5): $S_t = 8,75$ cm

- Poutre secondaire de (30x35): $S_t = 8,75$ cm

Soit $S_t = 7$ cm

➤ **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30x35): $S_t' = 17,5$ cm

- Poutre secondaire de (30x35): $S_t' = 17,5$ cm

Soit $S_t = 15$ cm

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_l, h_l, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_l et h_l : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

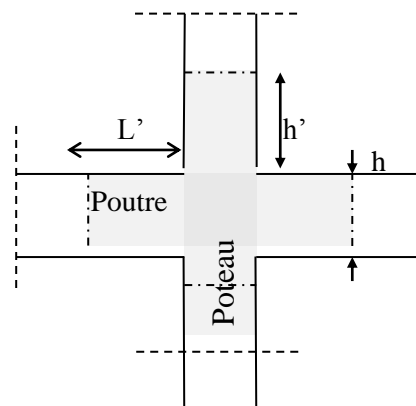
- $h' = 60$ cm

- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre principales de (30x35)

- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre secondaire de (30x35)

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



❖ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.1.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires										
niveau	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ bar	obs
charpent	8,824	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	45,610	1,748	15	verifié
6	15,253	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	78,840	3,021	15	verifié
5	17,730	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	91,643	3,511	15	verifié
4	17,710	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	91,540	3,507	15	verifié
3	17,542	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	90,672	3,474	15	verifié
2	17,481	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	90,356	3,462	15	verifié
1	17,319	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	89,519	3,430	15	verifié
RDC	22,157	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	114,526	4,388	15	verifié

Tableau VI-5 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires

Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres secondaires										
niveau	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
charpent	13,960	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	72,157	2,765	15	verifié
6	31,612	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	163,397	6,260	15	verifié
5	34,891	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	180,346	6,910	15	verifié
4	33,968	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	175,575	6,727	15	verifié
3	31,385	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	162,224	6,215	15	verifié
2	29,880	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	154,445	5,917	15	verifié
1	27,487	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	142,076	5,444	15	verifié
RDC	31,453	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	162,575	6,229	15	verifié

Tableau VI-6 : Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres secondaires.

Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres principales										
niveau	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
charpent	30,788	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	159,138	6,097	15	verifié
6	29,930	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	154,703	5,927	15	verifié
5	34,891	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	180,346	6,910	15	verifié
4	33,968	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	175,575	6,727	15	verifié
3	31,375	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	162,172	6,213	15	verifié
2	29,880	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	154,445	5,917	15	verifié
1	26,825	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	138,654	5,312	15	verifié
RDC	31,453	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	162,575	6,229	15	verifié

Tableau VI-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres principales.

Vérification de l'etat limite de compression du béton en travées des poutres principales										
niveau	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
charpent	22,140	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	114,438	4,385	15	verifié
6	14,275	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	73,785	2,827	15	verifié
5	17,730	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	91,643	3,511	15	verifié
4	17,710	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	91,540	3,507	15	verifié
3	17,542	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	90,672	3,474	15	verifié
2	17,480	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	90,351	3,462	15	verifié
1	17,319	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	89,519	3,430	15	verifié
RDC	22,157	6,78	0,695	0,878	26,100	0,038	114,526	4,388	15	verifié

Tableau VI-8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales.

c) Etat limite de déformation:

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ **Calcul de la flèche**

- On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. (Etage courant)

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

- On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. (Charpente)

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4450}{500} = 8.9 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } \bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

d'armatures). $\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho} \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

vérification de la fleche dans le sens longitudinal														
NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σs (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f (mm)	f̄ [mm]	Obs
charpent	8,824	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	42,287	0,9693	130070	141421,122	0,67	6,8	vérifiée
6	15,253	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	73,096	0,9821	130070	141399,502	1,15	6,8	vérifiée
5	17,73	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	84,966	0,9846	130070	141395,320	1,34	6,8	vérifiée
4	17,71	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	84,870	0,9846	130070	141395,349	1,34	6,8	vérifiée
3	17,542	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	84,065	0,9844	130070	141395,596	1,33	6,8	vérifiée
2	17,481	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	83,773	0,9844	130070	141395,687	1,32	6,8	vérifiée
1	17,319	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	82,997	0,9842	130070	141395,932	1,31	6,8	vérifiée
RDC	22,157	3400	10818,866	35	6,78	0,69538	0,01208	106,181	0,9876	130070	141390,159	1,67	6,8	vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification de la flèche dans le sens longitudinal.

vérification de la fleche dans le sens transversal														
NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σS (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f} [mm]	Obs
charpent	22,14	4450	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	27,407	0,96132	130070	141726,61	2,8593	8,9	vérifiée
6	14,275	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	60,655	0,98231	130070	141697,41	1,4899	8	vérifiée
5	17,73	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	59,527	0,98198	130070	141697,87	1,8505	8	vérifiée
4	17,71	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	59,527	0,98198	130070	141697,87	1,8484	8	vérifiée
3	17,542	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	46,233	0,97686	130070	141704,99	1,8308	8	vérifiée
2	17,48	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	39,700	0,97311	130070	141710,2	1,8242	8	vérifiée
1	17,319	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	36,946	0,97114	130070	141712,95	1,8074	8	vérifiée
RDC	22,157	4000	10818,866	35	6,78	0,8475	0,009912	36,946	0,97114	130070	141712,95	2,3123	8	vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification de la flèche dans le sens transversal.

Coupes sur poutre : (secondaires et principales en travées et aux appuis)

On adopte même ferrailage

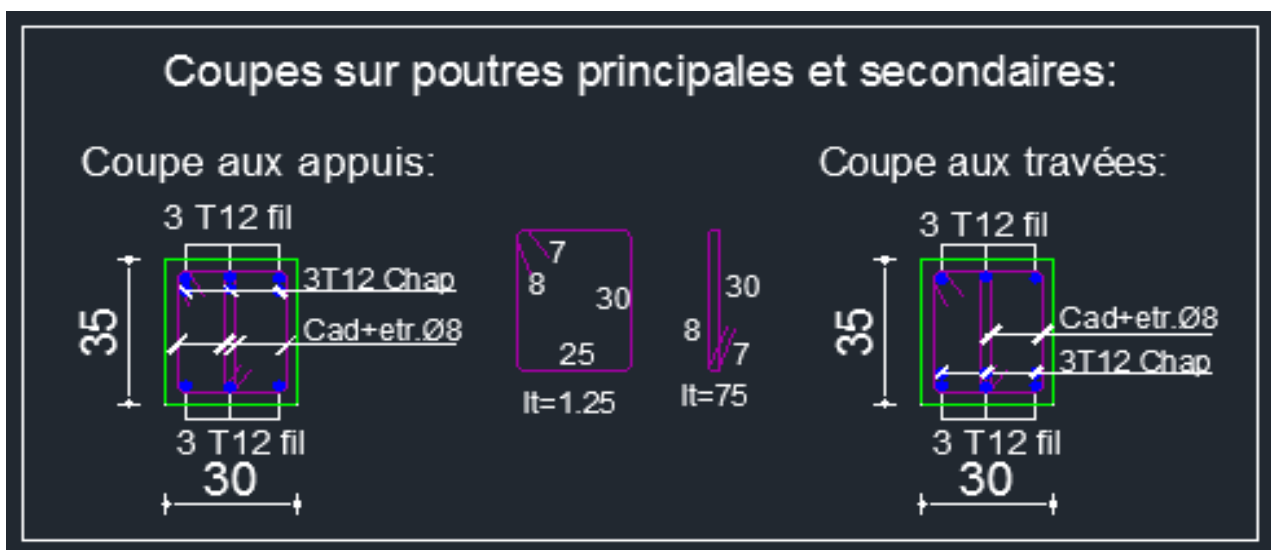


Figure VI-1: Coupes sur poutres en travées et en appuis.

VI.1.2 Ferraillage des poteaux :

VI.1.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme suivant les deux sens (transversal et longitudinal), selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée.

Le calcul est effectué en considérant les efforts et les moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

Tableau VI-10 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	14.17	25	1,15	400	348
Situation accidentelle	1.15	18,48	25	1	400	400

• Combinaisons de charges :

$1,35G+1,5Q \longrightarrow$ à l'ELU

$G+Q \longrightarrow$ à l'ELS

$G+Q \pm E \longrightarrow$ RPA99 modifié 2003

$0,8G \pm E \longrightarrow$ RPA99 modifié 2003

VI.1.2.2. Recommandations du RPA 99(modifié 2003):

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2),

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi L$ (zone IIa).

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Tableau VI-11 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des Poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal	pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux 35*35	9,8	49	73,5
Poteaux 30*30	7,2	36	54

VI.1.2.3. Calcul des Armatures :

a) Armature longitudinale :

❖ Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

- Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

- En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée (SSA) : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée (SDA) : ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_i \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

❖ Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcule de ferraillage : (flexion composée) dans le tableau suivant :

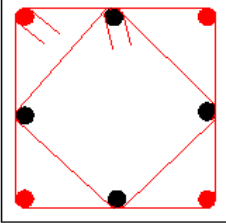
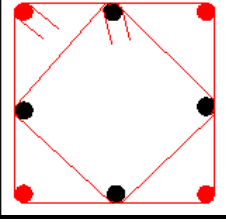
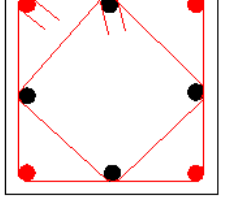
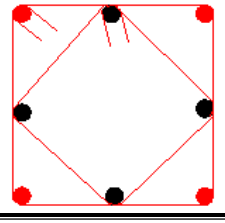
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	Choix armatures	A _{adoptée}	Schéma de ferraillage
45*45	SENS X-X	G+Q+Ey	1562,73	0,872	0,025	0,425	SEC	0,00	0,00	16,2 cm ²	4HA20 +4HA16	20,59cm ²	
		0,8G+Ey	-830,66	1,604	0,025	0,425	SET	11,83	12,06				
		G+Q+Ex	742,86	-73,652	0,025	0,425	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	G+Q+Ey	1562,73	-38,051	0,025	0,425	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-830,66	0,276	0,025	0,425	SET	11,92	11,96				
		G+Q+Ey	464,09	102,725	0,025	0,425	SEC	0,00	1,3				
40*40	SENS X-X	G+Q+Ey	900,41	0,963	0,025	0,375	SEC	0,00	0,00	12,8 cm ²	4HA16 +4HA14	14,19cm ²	
		0,8G+Ey	-174,97	1,752	0,025	0,375	SET	2,37	2,66				
		G+Q+Ex	430,05	-68,97	0,025	0,375	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	G+Q+Ey	900,41	66,321	0,025	0,375	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-174,97	3,1	0,025	0,375	SET	2,26	2,77				
		G+Q+Ey	294,9	96,628	0,025	0,375	SEC	0,00	4,25				
35*35	SENS X-X	ELU	508,83	-1,178	0,025	0,325	SEC	0,00	0,00	9,8 cm ²	4HA14 +4HA12	10,68cm ²	
		0,8G+Ey	-32,12	1,17	0,025	0,325	SET	0,35	0,57				
		G+Q+Ex	189,88	-48,448	0,025	0,325	SEC	1,96	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	508,83	2,816	0,025	0,325	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-32,12	1,821	0,025	0,325	SET	0,29	0,64				
		G+Q+Ey	180,59	-70,956	0,025	0,325	SEC	4,53	0,00				
30*30	SENS X-X	ELU	148,68	2,66	0,025	0,275	SEC	0,00	0,00	7,2 cm ²	4HA12 +4HA12	9,05cm ²	
		0,8G+Ey	-1,65	5,421	0,025	0,275	SET	0,00	0,6				
		G+Q+Ex	76,45	16,548	0,025	0,275	SEC	0,00	0,66				
	SENS Y-Y	ELU	148,68	4,52	0,025	0,275	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-1,65	4,621	0,025	0,275	SET	0,00	0,51				
		G+Q+Ey	33,48	19,061	0,025	0,275	SEC	0,00	1,57				

Tableau VI-12 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU

b) Les Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.2), les armatures transversales " A_t " sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \times S_t$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

S_t : espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : la hauteur libre de poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

❖ **Espacement des armatures transversales.** Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante $S_t \leq \min (15\phi)$.

$$S_t \leq \min (15 \phi) = \min (15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ *Vérification de la quantité d'armatures transversales :*

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Poteau	Étage	Hauteur	L_f	B	λ_g	A_t^{\min}	A_{adopte}	Obs
45*45	RDC	4,08	2,856	0,45	6,34	1,89	2,01	Condition vérifiée
45*45	1	3,06	2,142	0,45	5,04	1,89	2,01	
40*40	2 ET 3	3,06	2,142	0,4	5,355	1,68	2,01	
35*35	4 ,5 ,6	3,06	2,142	0,35	6,12	1,47	2,01	
30*30	toiture	3,06	2,142	0,3	7,14	1,26	2,01	

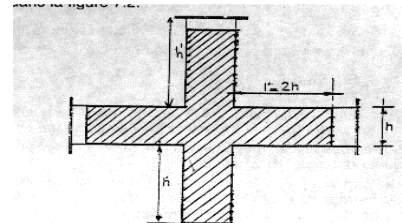
Tableau VI-13 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ 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.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



	h	h'
Poteau (45*45)	4,08	$h' = \text{Max} (\frac{408}{6}; 45; 45; 60) = 68 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 35; 35; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30*30)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 30; 30; 60) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-14 : Détermination de la zone nodale

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

❖ 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:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$

poteau	h _e	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	T _u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*45	4,08	0,45	6,41013333	0,425	18,29	0,096	1,875
40*40	3,06	0,40	5,40855	0,375	49,21	0,328	1,875
35*35	3,06	0,35	6,1812	0,325	41,91	0,368	1,875
30*30	3,06	0,30		0,275			1,875

Tableau V-15 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.2.4. 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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

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

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*45	N _{max} = 869,61	M _{cor} =1,365	3,35	50,06	3,24	48,67	CV
	N _{min} =238,38	M _{cor} =-1,448	0,85	12,8	0,96	14,27	CV
	N _{cor} =521,53	M _{max} =20,139	2,75	39,78	1,2	19,35	CV
40*40	N _{max} = 600,06	M _{cor} =2,113	3,09	46,05	2,84	42,82	CV
	N _{min} =141,14	M _{cor} =1,443	0,79	11,55	0,61	9,35	CV
	N _{cor} =333,55	M _{max} =18,586	2,73	38,9	0,57	10,50	CV
35*35	N _{max} = 369,78	M _{cor} =2,038	2,58	38,22	2,21	33,56	CV
	N _{min} =40,14	M _{cor} =1,635	0,41	5,76	0,12	2,03	CV
	N _{cor} =105,65	M _{max} = -18,199	0	0	2,5	33,02	CV
30*30	N _{max} = 107,68	M _{cor} =3,273	1,37	19,37	0,48	8,20	CV
	N _{min} =21,19	M _{cor} =8,031	1,49	17,96	0	0	CV
	N _{cor} =40,03	M _{max} =13,331	2,5	30,47	0	0	CV

Tableau V-16 : Vérification des contraintes a ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI.2. Ferrailage des voiles :

VI.2.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales

• Combinaison d'action :

- Armatures de montages

Selon le BAEL :

$$\begin{cases} \text{ELU} & 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

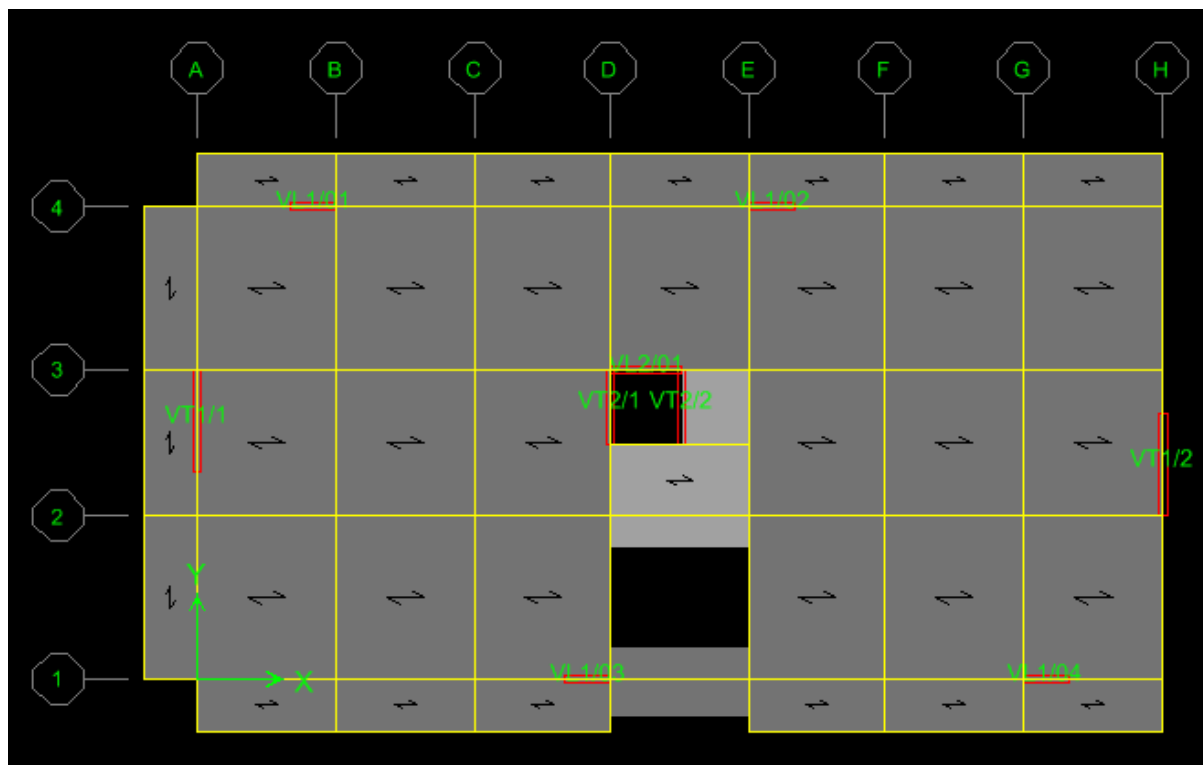


Figure VI-1: Coupes sur les voiles.

- **Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VI.2.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des voiles :

a) Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [13]

. Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% (0.2%.L_t.e).

. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [13]

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

c) Règles communes (Article 7.7.4.3) [13]

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.

. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.2.3. Calcul des armatures :**1) Armatures verticales****➤ Méthode de calcul**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S_{22} en $[kN/m^2]$) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

- . M : Moment dans le voile.
- . N : Effort normale dans le voile.
- . V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.
- . V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue ($V = V' = L/2$).
- . B = L.e (section du béton).
- . I : Moment d'inertie du voile.

b. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right) \text{ (Art. 7.7.4 du RPA 99).}$$

Où :

- . h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.
- . l' : Longueur de la zone comprimée. Tel que :
 - . Pour une S.E.C : $l' =$ longueur totale du voile.
 - . Pour une S.P.C : $l' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} . L$ (Théorème de Thalès). σ_{min} est à prendre en valeur absolue.
 - . Pour une S.E.T : $l' = 0$ m.

c. Déterminer les efforts normaux ultimes

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

Où :

- . e : Epaisseur du voile.
- . σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

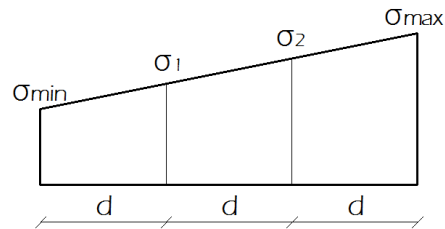
d. Calcul des sections d'armatures :

Trois cas de sections peuvent se présenter :

· **1^{er} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

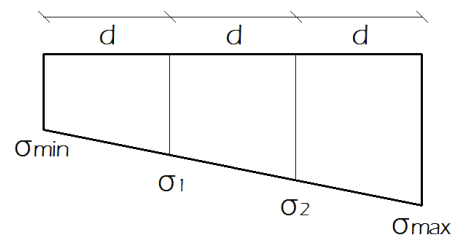
$$A_{V_i} = \frac{N_{ui} - B.f_{bc}}{\sigma_s}$$



· **2^{ème} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)**

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} < 0$), dans ce cas :

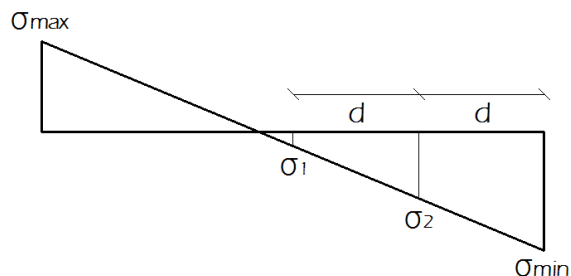
$$A_{V_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



· **3^{ème} cas : Section partiellement tendue ou partiellement comprimée (S.P.T ou S.P.C)**

Une section est dite partiellement tendue ou partiellement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont de signe différents, dans ce cas :

$$A_{V_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



2) Armatures horizontales :

- . Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91 [14]** : $A_H = 1/4 A_{\text{adoptée}}$.
- . Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [13]** : $A_{H-\min} = 0.15\% . L . e$

Donc :

$$A_{H-\text{calculée}} = \max (A_{H-\text{BAEL}} ; A_{H-\min-\text{RPA}})$$

3) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (**Art. 7.7.4.3 du RPA 99 [13]**). D'où :

$$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2.$$

Sections minimales des armatures verticales

a. Section entièrement comprimée

- . Selon l'article **A.8.1,21 du BAEL 91 [14]** :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml. Aussi : } 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- . Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [13]** :

$$A_{\min} \geq 0.15\% B.$$

Où :

- . B : Section du tronçon considéré.

b. Section entièrement ou partiellement tendue

- . Selon l'article **A.4.2,1 du BAEL 91 [14]** (Condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} \geq \frac{b.d.f_{t28}}{f_e}$$

- . Selon l'article **7.7.4.1 du RPA 99 [13]** :

$$A_{\min} \geq 0.2\% B.$$

Remarque :

$$A_{\min} = \max (A_{\min-\text{RPA}} ; A_{\min-\text{BAEL}})$$

VI.2.4. Vérifications à l'ELU :

a. Contraintes limites de cisaillement :

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S_{12} » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L \times e$).

- . Selon l'article **A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99 [14]**

$$\tau_u = \frac{V_{\max, \text{ELU}}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa.}$$

Où $V_{\max-\text{ELU}}$ est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- . Selon l'article **7.7.2 du RPA 99 / modifié 2003 [13]**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

. $\bar{V} = 1.4 V_{\max.E}$ ($V_{\max.E}$: Valeur de l'effort tranchant maximal sous sollicitations sismiques).

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = $0.9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

VI.2.5. Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

- . **VL1** : Voiles de 1,1 m de longueur.
- . **VL2** : Voiles de 1,75 m de longueur.
- . **VT1** : Voiles de 2,5 m de longueur.
- . **VT2** : Voiles de 1,85 m de longueur.

Les Voiles sont divisés en fonction des étages comme suit :

- . **Zone I** : RDC et 1^{er} étage.
- . **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- . **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile longitudinal : (VL1)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	h poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	0,875	0,9	0,925
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,175	0,18	0,185
	He	4,08	3,06	3,06
	h	3,73	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)	149,76	105,31	84,76
	N _{ser} (kN)	635,86	491,58	332,93
	V _u (kN)	209,664	147,434	118,664
	σ_{\max} (kN/m ²)	5246,15	3829,8	4282,4
	σ_{\min} (kN/m ²)	10141,32	7099,26	6578,26
	σ_s (kN/m ²)	400	400	400
	L _c	0,298	0,315	0,365
	L _t	0,577	0,585	0,56
	d	0,199	0,21	0,243
	d adopté	0,199	0,21	0,243
	d2 = L _t -d adopté	0,378	0,374	0,317
	σ_1	3436,912	2452,439	2423,859
	N ₁	172,688	132,087	163,065
	N ₂	129,847	91,811	76,864
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,317	3,302	4,077
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,246	2,295	1,922
	A _{vj} (cm ²)	5,766	4,054	3,263
	A'v1/bande/nappe	5,759	4,316	4,892
	A'v2/bande/nappe	4,688	3,309	2,737
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,088	2,208	2,553

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		6,16	6,16	6,16
	A'v2 adopté (cm²)		6,16	4,52	4,52
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*2HA14	2*2HA14	2*2HA14
		Bande 2	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		2,625	2,7	2,775
	AH adopté (cm²)		15,71	11,78	11,78
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,331	0,91	0,713
	2,26 MPa	τ_u	0,951	0,65	0,509
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,451	2,598	1,714

Voile transversal : (VT1)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	h poutre(m)	0,350	0,350	0,350
	hauteur étage (m)	4,080	3,060	3,060
	L (m)	2,275	2,300	2,325
	e (m)	0,200	0,200	0,200
	B (m²)	0,455	0,460	0,465
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,730	2,710	2,710
Solicitations de calcul	T(kN)	453,780	296,240	191,200
	Nser (kN)	1124,890	867,400	576,080
	Vu (kN)	635,292	414,736	267,680
	σ_{max} (kN/m²)	6696,700	2201,290	1368,770
	σ_{min} (kN/m²)	10818,960	5079,190	3637,960
	σ_s (kN/m²)	400,000	400,000	400,000
	Lc	0,870	0,695	0,636
	Lt	1,405	1,605	1,689
	d	0,580	0,464	0,424
	d adopté	0,580	0,464	0,424
	d2 = Lt -d adopté	0,825	1,141	1,266
	σ_1	3933,293	1565,273	1025,440
	N1	616,393	174,622	101,454
	N2	324,633	178,593	129,783
armatures verticales	Av1/bande (cm²)	15,410	4,366	2,536
	Av2/bande (cm²)	8,116	4,465	3,245
	Avj (cm²)	17,471	11,405	7,361
	A'v1/bande/nappe	19,777	7,217	4,377
	A'v2/bande/nappe	12,483	7,316	5,085
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm²)	6,089	4,868	4,449

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm2)		20,096	15,38	11,304
	A'v2 adopté (cm2)		15,38	11,304	11,304
	Choix de A (cm2)	Bande 1	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA12
	Choix de A (cm2)	Bande 2	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12
	ST		30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,825	6,900	6,975
	AH adopté (cm2)		15,71	11,78	11,78
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b}$	τ_b	1,551	1,002	0,640
	2,26 MPa	τ_u	1,108	0,716	0,457
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,315	1,806	1,187

VOLES CAGE D'ASSENURE : (VL2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	h poutre(m)	0,350	0,350	0,350
	hauteur étage (m)	4,080	3,060	3,060
	L (m)	1,525	1,550	1,575
	e (m)	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,305	0,310	0,315
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,730	2,710	2,710
	T(kN)	546,330	310,400	185,450
Sollicitations de calcul	N _{ser} (kN)	633,440	483,780	334,650
	Vu (kN)	764,862	434,560	259,630
	σ _{max} (kN/m ²)	4350,440	1151,870	808,130
	σ _{min} (kN/m ²)	7219,460	2987,170	2461,810
	σ _s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,573	0,431	0,389
	L _t	0,952	1,119	1,186
	d	0,382	0,288	0,259
	d _{adopté}	0,382	0,288	0,259
	d2 = L _t -d _{adopté}	0,569	0,831	0,926
	σ ₁	2602,726	855,758	631,275
	N ₁	265,806	57,733	37,352
	N ₂	148,173	71,120	58,472
	A _{v1} /bande (cm ²)	6,645	1,443	0,934
armatures verticales	A _{v2} /bande (cm ²)	3,704	1,778	1,462
	A _{vj} (cm ²)	21,034	11,950	7,140
	A'v1/bande/nappe	11,904	4,431	2,719
	A'v2/bande/nappe	8,963	4,766	3,247
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	4,014	3,019	2,725
armatures minimales				

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		12,320	12,320	9,043
	A'v2 adopté (cm²)		9,043	9,043	9,043
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	ST		30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	10,000	10,000	10,000
		Bande 2	15,000	15,000	15,000
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,575	4,650	4,725
	AH adopté (cm²)		15,710	11,780	11,780
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20,000	20,000	20,000
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,786	1,558	0,916
	2,26 Mpa	τ_u	1,990	1,113	0,654
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,947	1,464	0,998

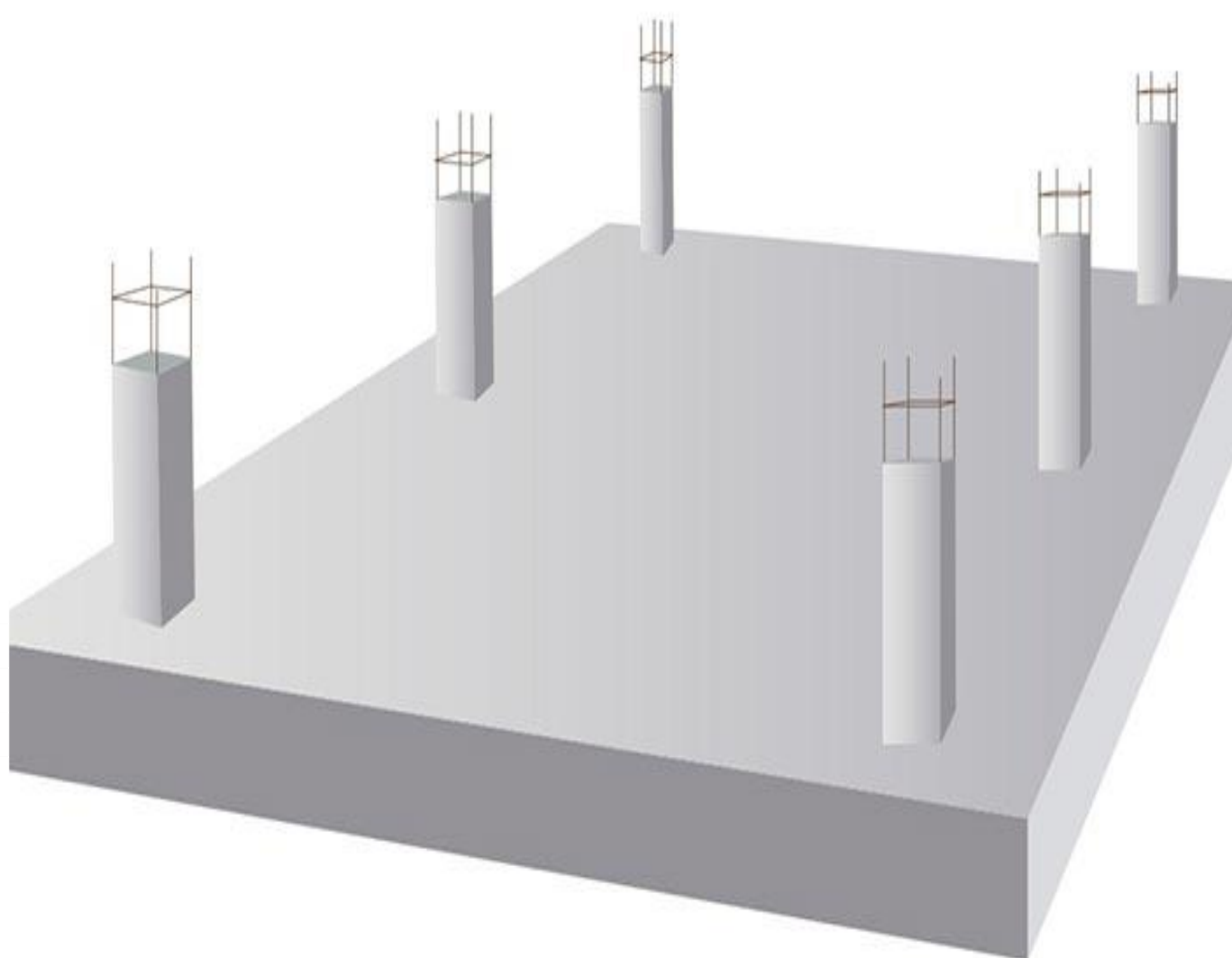
VOILES D'ASSENSURE : (VT2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	h poutre(m)	0,350	0,350	0,350
	hauteur étage (m)	4,080	3,060	3,060
	L (m)	1,650	1,650	1,650
	e (m)	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,330	0,330	0,330
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,730	2,710	2,710
Sollicitations de calcul	T (kN)	306,070	168,120	140,510
	N _{ser} (kN)	702,380	517,450	354,730
	V _u (kN)	428,498	235,368	196,714
	σ_{\max} (kN/m ²)	5696,430	2922,180	1976,550
	σ_{\min} (kN/m ²)	8882,990	4934,290	4294,420
	σ_s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,645	0,614	0,520
	L _t	1,005	1,036	1,130
	d	0,430	0,409	0,347
	d _{adopté}	0,430	0,409	0,347
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,576	0,627	0,783
	σ_1	3261,115	1768,466	1370,065
	N ₁	431,650	215,175	130,095
	N ₂	210,436	124,353	120,314
armatures verticales	Av1/bande (cm ²)	10,791	5,379	3,252
	Av2/bande (cm ²)	5,261	3,109	3,008
	Avj (cm ²)	11,784	6,473	5,410
	A'v1/bande/nappe	13,737	6,998	4,605
	A'v2/bande/nappe	8,207	4,727	4,360
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm ²)	5,060	4,817	4,082

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm2)		16,080	12,309	9,043
	A'v2 adopté (cm2)		12,309	9,043	9,043
	Choix de A (cm2)	Bande 1	2*4HA16)	2*4HA14	2*4HA12
	Choix de A (cm2)	Bande 2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	ST		30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	10,000	10,000	10,000
		Bande 2	15,000	15,000	15,000
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,550	5,550	5,550
	AH adopté (cm2)		15,710	11,780	11,780
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement St (cm)		20,000	20,000	20,000
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,287	0,707	0,591
	2,26 MPa	τ_u	0,919	0,505	0,422
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$	σ_{bc}	1,766	1,326	0,909

CHAPITRE VII:

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VII.1.Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

VII.2.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude selon le rapport du sol sont (voir annexe) :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix de la fondation :

VII.3.1. Semelle isolée :

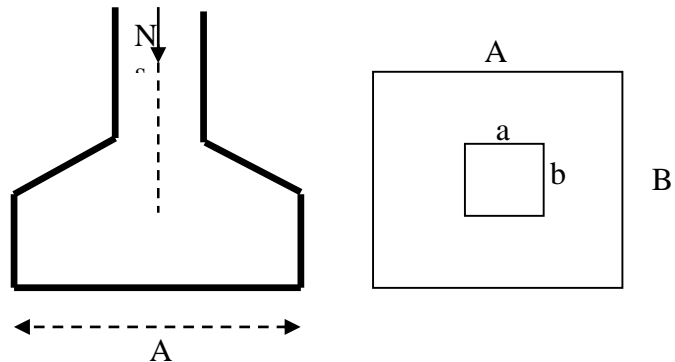
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$N_{ser} = 3111.81 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = 1$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{869,61}{250}} = 1,87 \text{ m}$$



Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelle filante :❖ Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 = 0,25 \text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

surface des semelles filantes sous voiles dans le sens transversal					
voile	G+Q(KN)	L(m)	B(m)	B _{adopt} (m)	S (m ²)
VT1	634,36	2,5	1,014976	1,1	2,75
VT2	605,94	1,85	1,31014054	1,4	2,59
VT3	226,48	1,85	0,48968649	1	1,85
VT4	439,17	2,5	0,702672	1	2,5
					9,69

Tableau VII.1 surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale)

surface des semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal					
voile	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	B _{adopt} (m)	S (m ²)
VL1	616,76	1,1	2,24276364	2,3	2,53
VL2	645,7	1,1	2,348	2,4	2,64
VL3	684,38	1,1	2,48865455	2,5	2,75
VL4	614,22	1,1	2,23352727	2,3	2,53
VL5	605,94	1,75	1,38500571	1,4	2,45
					12,9

Tableau VII.2 surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

- La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 22,59 m².**

❖ Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Le portique le plus sollicité est le **Portique 2**.

Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- _ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- _ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Calcul des semelles filantes sous poteaux :

Détermination de la résultante des charges R :

Point	N_{sev} (KN)	e_i (m)	M_i (KN.m)	$N_{\text{sev}} \times e_i$
25	813,52	-5,8	-1,464	-4718,416
26	869,61	-1,8	1,365	-1565,298
27	856,46	1,8	-1,174	1541,628
28	771,33	5,8	1,383	4473,714
	3310,92		0,11	-268,372

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

$$R = \sum N_i = 3310,92 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 0,11 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-268,372 + 0,11}{3310,92} = -0,081 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **0,081 m**

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,081 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,66 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3310,92}{12} \left(1 - \frac{6 \times (0,081)}{12} \right) = 264,735 \text{ KN/ml.} \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{3310,92}{12} \left(1 + \frac{6 \times (0,081)}{12} \right) = 287,084 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}. \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3310,92}{12} \left(1 + \frac{3 \times (0,081)}{12} \right) = 281,497 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

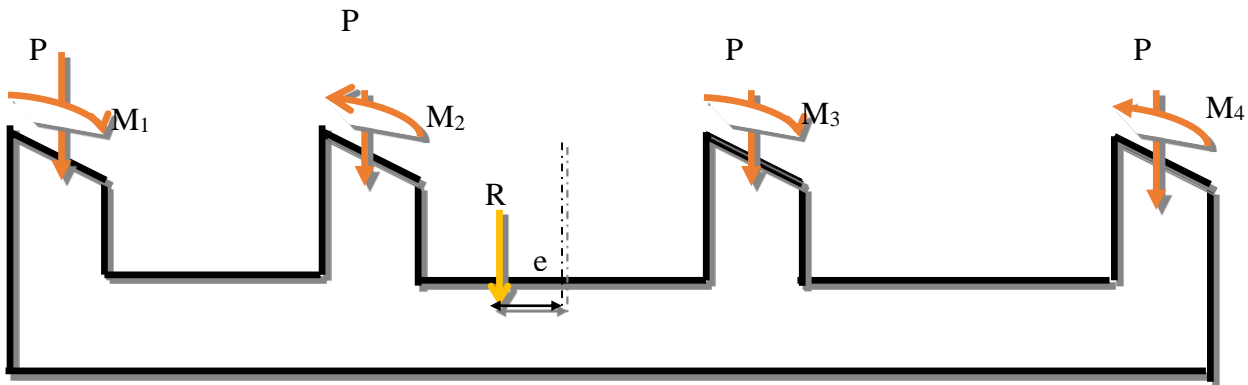


Figure VII-1 : Répartition des efforts dans la semelle

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$A \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{281,497}{250} = 1,125 \text{ m} \text{ on prend } A = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 1,3 \times 12 = 15,6 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 15,6 \times 8 = 124,8 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 124,8 + 22,59 = 147,39 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 24 \times 12 = 288 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} \times 100 = \frac{147,39}{288} \times 100 = 51,2$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 51,2 % de la surface totale

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VII.4.Calcul d'un 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, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

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.4.1. Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec : $L_{max} = 400 \text{ cm.}$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \quad \text{On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

1) Dalle

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 40 \text{ cm.}$$

2) Nervure

✓ La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 80 \text{ cm.}$$

✓ La largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80$$

$$\Rightarrow 32 \leq b_n \leq 56, \quad \text{On opte pour : } b_n = 50 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de $1m$).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,776 \text{ m}, \text{ On adopte pour : } h = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m}.$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures : $h = 80 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$.

VII.4.2. Calcul des charges nécessaires au radier :

$$\left. \begin{array}{l} \text{charge permanente : } G_{bt} = 24270,54 \text{ KN} \\ \text{charge d'exploitation : } Q_{bt} = 5015,14 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{D'après (ETABS).}$$

✓ **Combinaison d'action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 24270,54 + 1,5 \times 5015,14 = 40287,939 \text{ KN.} \\ \text{ELS : } N_s = G + Q = 24270,54 + 5015,14 = 29285,68 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

✓ **Détermination de la surface du radier :**

$$\bullet \text{ Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{40287,939}{1,33 \times 250} = 121,2 \text{ m}^2.$$

$$\bullet \text{ Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28282,65}{250} = 117,15 \text{ m}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 121,2 \text{ m}^2 \\ S_{\text{structure}} = 288 \text{ m}^2 \end{array} \right\} S_{\text{str}} = 288 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 121,2 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max \left(\frac{h_{ner}}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \right) = 40 \text{ cm}.$$

On opte pour : $L_{déb} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{déb} = P \cdot L_{déb} = (24 + 12) \times 2 \times 0,5 = \mathbf{36 \text{ m}^2}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$S_{rad} = 288 + 36 = 324 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 324 \text{ m}^2.$$

✓ **Détermination des efforts à la base du radier :**• **Poids du radier :**

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$P_{dalle} = 324 \times 25 \times 0,4 = 3240 \text{ KN}.$$

$$P_{TVO} = (324 - 96) \times (0,8 - 0,4)17 = 1550,4 \text{ KN}.$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = 324 \times 0,10 \times 25 = 810 \text{ KN}.$$

$$P_{nér} = [0,50 \times (0,8 - 0,4) \times 24 \times 4 + (0,8 - 0,4) \times 0,50 \times 12 \times 8] \times 25 = 960 \text{ KN}.$$

$$P_{radier} = 3240 + 960 + 1550,4 + 810 = 6560,4 \text{ KN}.$$

• **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = G_{super} + G_{infra} = 24270,54 + 6560,4 = 30830,94 \text{ KN}.$$

• **Surcharge d'exploitation Q_{tot} :**

$$Q_{tot} = Q_{supe \text{ str}} + Q_{infr \text{ str}}$$

$$Q_{infra} = 324 \times 3,5 = 1134 \text{ KN}.$$

$$Q_{super} = 5015,14 \text{ KN}.$$

$$Q_{tot} = Q_{super} + Q_{infra} = 5015,14 + 1134 = 6149,14 \text{ KN}.$$

• **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} ELU: N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 30830,94 + 1,5 \times 6149,14 = 50845,48 \text{ KN}. \\ ELS: N_s = G + Q = 30830,94 + 6149,14 = 36980,08 \text{ KN}. \end{cases}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

$$T_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{50845,48 \times 1}{324} \times \frac{4}{2} = 313,87 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{313,87 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,87 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{2,5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

$I_{xx} ; I_{yy}$: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

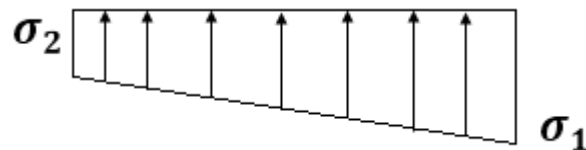


Figure VIII-1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

$$A L'ELU : \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$A L'ELS : \quad \sigma_m \leq \sigma_{sol} \quad \text{et} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{Lx}{2} = 12 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{Ly}{2} = 6 \text{ m}.$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24 \times 12^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_{xx} = 3456 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12 \times 24^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_{yy} = 13824 \text{ m}^4.$$

- **Moment de renversement du radier :**

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 24380,932 + (1513,06 \times 0,8) = 25591,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_0^y + (T_0^y \times h) = 25479,872 + (1569,70 \times 0,8) = 26735,632 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

⇒ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_x}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{50845,48}{324} + \left(\frac{25591,38}{3456} \times 12 \right) = 245,8 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_x}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{50845,48}{324} - \left(\frac{25591,38}{3456} \times 12 \right) = 68,1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 245,8 + 68,1}{4} = 201,38 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 201,38 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_x}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{36980,08}{324} + \left(\frac{25591,38}{3456} \times 12 \right) = 202,99 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_x}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{36980,08}{324} - \left(\frac{25591,38}{3456} \times 12 \right) = 25,28 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 202,99 + 25,28}{4} = 158,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 158,56 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :⇒ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{50845,48}{324} + \left(\frac{26735,632}{13824} \times 6 \right) = 168,53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{50845,48}{324} - \left(\frac{26735,632}{13824} \times 6 \right) = 145,33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 168,53 + 145,33}{4} = 162,73 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 162,73 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{36980,08}{324} + \left(\frac{26735,632}{13824} \times 6 \right) = 125,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{36980,08}{324} - \left(\frac{26735,632}{13824} \times 6 \right) = 102,53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 125,74 + 102,53}{4} = 119,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 119,93 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99)Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

 N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité. μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier. a : Epaisseur du voile ou du poteau. b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

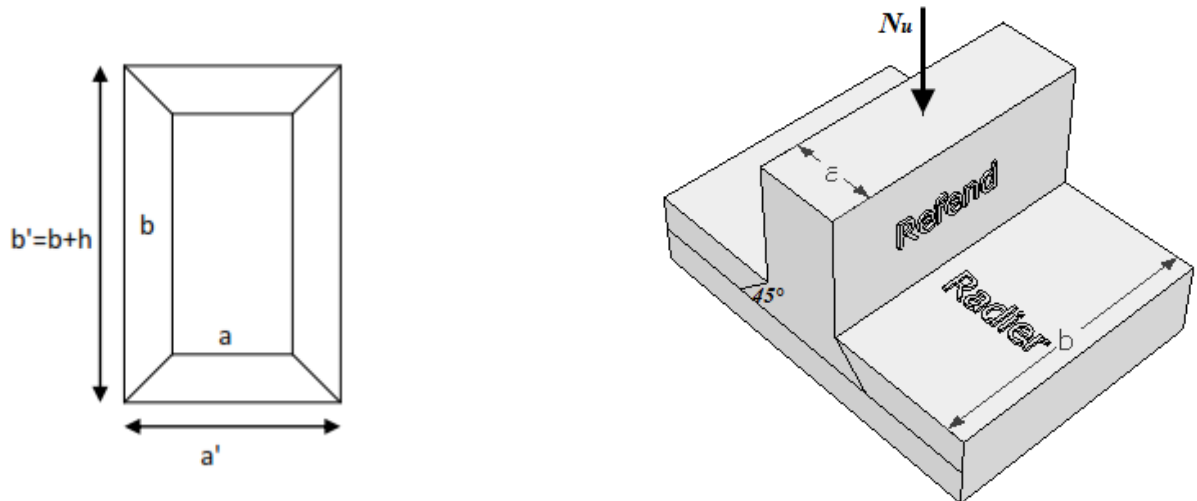


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

a) Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3000 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1198,71 \text{ KN} < N'_u = 3000 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Voiles :

On considère une bande de 1 ml du voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,6 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3360 \text{ KN}.$$

$$N_u = 942,17 \text{ KN} < N'_u = 3360 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec :} \quad P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,8 \text{ m}$).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 316,8 \times 0,8 = 3801,6 \text{ KN}.$$

$$P = 24270,54 \text{ KN}.$$

$$P = 24270,54 \text{ KN} > P' = 3801,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{25591,38}{36980,08} = 0,69 \text{ m} < \frac{24}{4} = 6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{26735,632}{36980,08} = 0,72 \text{ m} < \frac{12}{4} = 3 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le *B.E.A.L91 modifié 99*.

❖ **Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4 \implies$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ le panneau de dalle travaille dans deux sens.

$$\text{Dans le sens de plus petite portée } L_x: M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y: M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{3,8} = 0,88 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} .

$$A L'ELU : q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 201,38 - \frac{6560,4}{324} = 189,77 \text{ KN/m}^2$$

$$A L'ELS : q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 158,56 - \frac{6560,4}{324} = 147,05 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0478 \times 189,77 \times 3,35^2 = 101,79 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,740 \times 101,79 = 75,32 \text{ KN m.}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,5 \times 101,79 = 50,9 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,5 \times 75,32 = 37,66 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times 101,79 = 76,35 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,75 \times 75,32 = 56,5 \text{ KN m.} \end{cases}$$

1) Ferrailage à ELU :

• **Sens longitudinale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{50,9 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,9 \times 10^3}{0,987 \times 37 \times 348} = 4,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{76,35 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{76,35 \times 10^3}{0,980 \times 37 \times 348} = 6,1 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 7,7 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Sens transversale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37,66 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37,66 \times 10^3}{0,990 \times 37 \times 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{56,5 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,03 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56,5 \times 10^3}{0,985 \times 37 \times 348} = 4,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 7,7 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M (KN.m)	μ	μ_l	Obs	β	Ferraillage	S_t (cm)	Section (cm ²)
En travée	X-X	76,35	0,04	0,392	S.S.A	0,980	5HA14	20	7,7
	Y-Y	56,5	0,03		S.S.A	0,985	5HA14	20	7,7
Aux appuis	X-X	50,9	0,026		S.S.A	0,987	5HA12	20	5,65
	Y-Y	37,66	0,02		S.S.A	0,990	5HA12	20	5,65

Tableau VII-4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

2) Vérification à l'ELU.

❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimal

(Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)

Sens de la petite portée :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \left(\frac{3 - 0,88}{2} \right) = 3,39 \text{ cm}^2$$

Sens de la grande portée :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \Rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

• Ferraillage minimal :

Sens	Zone	A_{\min} (cm ²)	A_{ad}	A_s (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	3,39	5HA12	5,65	CV
	Travée	3,39	5HA14	7,7	CV
Y-Y	Appuis	3,2	5HA12	5,65	CV
	Travée	3,2	5HA14	7,7	CV

Tableau VII-5 : Vérification de la section minimale

❖ **Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ *Sens longitudinal :*

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(120 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Sens transversal :*

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(160 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art .A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

• *Au milieu de ly*

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 189,77 \times 3,35 \times 3,8 = 2415,78$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2415,78}{3 \times 3,8} = 211,91$$

$$\tau_u = \frac{211,91 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,573 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,573 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• *Au milieu de Lx*

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2415,78}{2 \times 3,8 + 3,35} = 220,62$$

$$\tau_u = \frac{220,62 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0,59 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) **Calcul et vérification à l'ELS :**❖ **Evaluation des moments M_x ; M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{3,8} = 0,88 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

• *Sens longitudinal :*

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0549 \times 147,05 \times 3,35^2 = 90,6 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^x = 0,5 \times 90,6 = 45,3 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^x = 0,75 \times 90,6 = 67,95 \text{ KN m.}$

• **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,818 \times 90,6 = 74,12 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^y = 0,5 \times 74,12 = 37,06 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^y = 0,75 \times 74,12 = 55,59 \text{ KN m.}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:**

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	M_s	A_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Sens x-x	Travée	67,95	7,7	0,211	0,926	52,57	257,56	348	4,89	15	C.V
	Appuis	45,3	5,65	0,152	0,936	63,12	142,5	348	2,26	15	C.V
Sens y-y	Travée	55,59	7,7	0,211	0,926	52,57	92,48	348	1,76	15	C.V
	Appuis	37,06	5,65	0,152	0,936	63,12	116,63	348	1,85	15	C.V

Tableau VII-6 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

❖ **Ferraillage des débords :**

• **Sollicitations de calcul :**

✓ **ELU :** $q_u = 189,77 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-189,77 \times (0,5)^2}{2} = -23,72 \text{ KN. m}$

✓ **ELS :** $q_s = 147,05 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-147,05 \times (0,5)^2}{2} = -18,38 \text{ KN. m}$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23,72 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,72 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{ad} = 4; 52, \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25\text{cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25\text{cm}$.

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 37} = 0,122 \text{ du tableau } \rightarrow \beta_1 = 0,942 \text{ et } k_1 = 71,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{18,38 \times 10^6}{0,942 \times 370 \times 452} = 116,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{116,66}{71,21} = 1,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

❖ Ferrailage des nervures :

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens :

- Sens X-X : portiques de la file 2-2.
- Sens Y-Y : portiques de la file F-F.

Elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

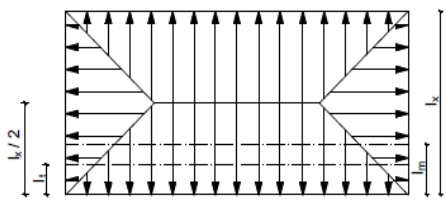
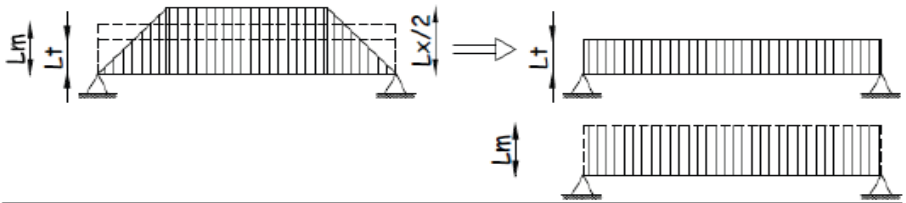
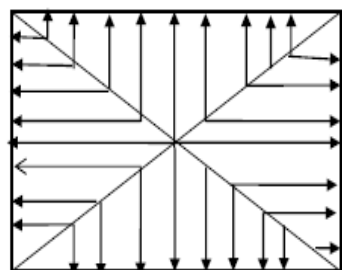
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<u>Cas de chargement trapézoïdal</u>		Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
		
<u>Cas de chargement triangulaire :</u>		Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

Tableau VII-7: répartitions simplifiées des chargements

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(201,38 - \frac{6560,4}{324} - \frac{960}{96} \right) \times 1 \text{ ml} = 171,13 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(158,56 - \frac{6560,4}{324} - \frac{960}{96} \right) \times 1 \text{ ml} = 128,31 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

											Moment fléchissant				Effort tranchant			
	Travée	Panneaux	LX	LY	ρ	chargement	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
file 2	AB	SUP	3,4	3,6	0,944	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753	387,507	145,27	290,545	145,461	290,921	109,064	218,127
		INF	3,4	4	0,850	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753		145,27		145,461		109,064	
	BC	SUP	3,4	3,6	0,944	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753	387,507	145,27	290,545	145,461	290,921	109,064	218,127
		INF	3,4	4	0,850	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753		145,27		145,461		109,064	
	CD	SUP	3,3	3,6	0,916	triangulaire	1,099	0,825	171,13	128,31	188,055	376,110	141,18	282	141,182	282,365	105,856	211,712
		INF	3,3	4	0,825	triangulaire	1,099	0,825	171,13	128,31	188,055		141,18		141,182		105,856	
	DE	SUP	3,4	3,6	0,944	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753	387,507	145,27	290,545	145,461	290,921	109,064	218,127
		INF	3,4	4	0,850	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753		145,27		145,461		109,064	
	EF	SUP	3,3	3,6	0,916	triangulaire	1,099	0,825	171,13	128,31	188,055	376,110	141,18	282	141,182	282,365	105,856	211,712
		INF	3,3	4	0,825	triangulaire	1,099	0,825	171,13	128,31	188,055		141,18		141,182		105,856	
	FG	SUP	3,4	3,6	0,944	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753	387,507	145,27	290,545	145,461	290,921	109,064	218,127
		INF	3,4	4	0,850	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753		145,27		145,461		109,064	
	GH	SUP	3,4	3,6	0,944	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753	387,507	145,27	290,545	145,461	290,921	109,064	218,127
		INF	3,4	4	0,850	triangulaire	1,132	0,850	171,13	128,31	193,753		145,27		145,461		109,064	
file F	1-2	Gauche	3,3	4	0,825	trapézoïdal	1,276	1,088	171,13	128,31	168,99	339,97	114,40	230,14	144,202	288,059	97,615	194,997
		Droit	3,4	4	0,850	trapézoïdal	1,291	1,086	171,13	128,31	170,97		115,74		143,857		97,381	
	2-3	Gauche	3,3	3,6	0,917	trapézoïdal	1,188	0,957	171,13	128,31	157,36	315,62	106,52	213,65	126,753	251,525	85,803	170,266
		Droit	3,4	3,6	0,944	trapézoïdal	1,195	0,942	171,13	128,31	158,254		107,12		124,772		84,463	
	3-4	Gauche	3,3	4	0,825	trapézoïdal	1,276	1,088	171,13	128,31	168,99	339,97	114,40	230,14	144,202	288,059	97,615	194,997
		Droit	3,4	4	0,850	trapézoïdal	1,291	1,086	171,13	128,31	170,97		115,74		143,857		97,381	

❖ *Diagramme des sollicitations :*

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivant :

- *Sens longitudinale « X-X » :*

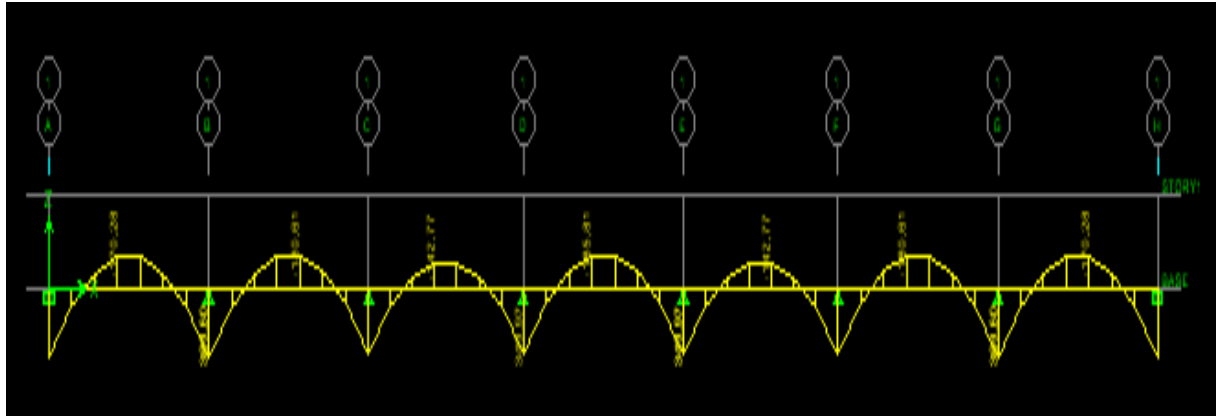


Figure VII-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x

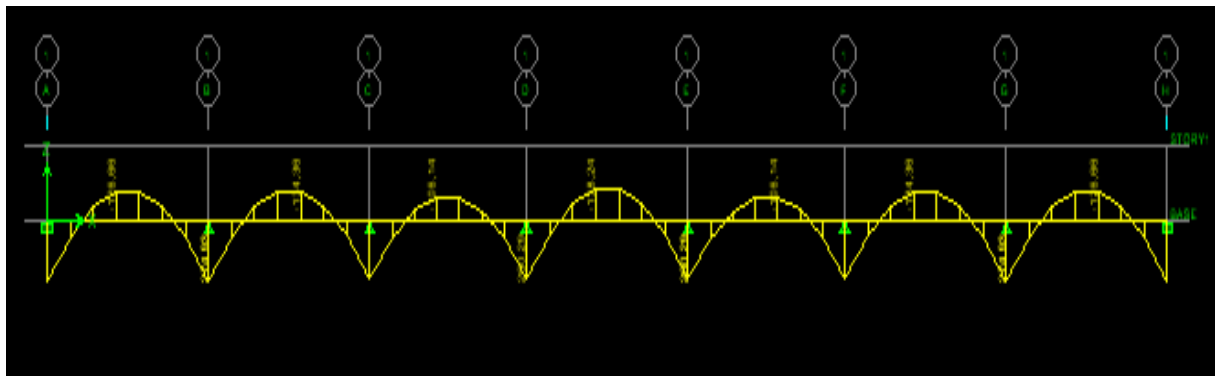


Figure VII-9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

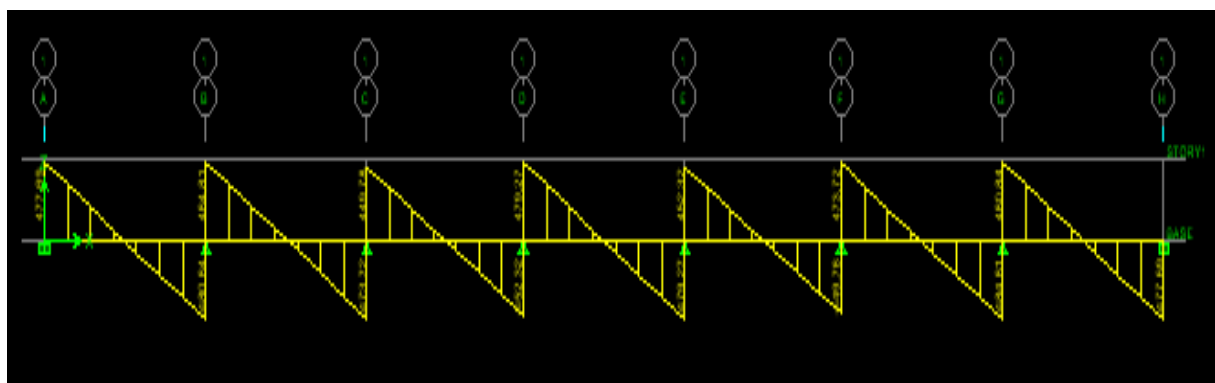


Figure VII-10 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

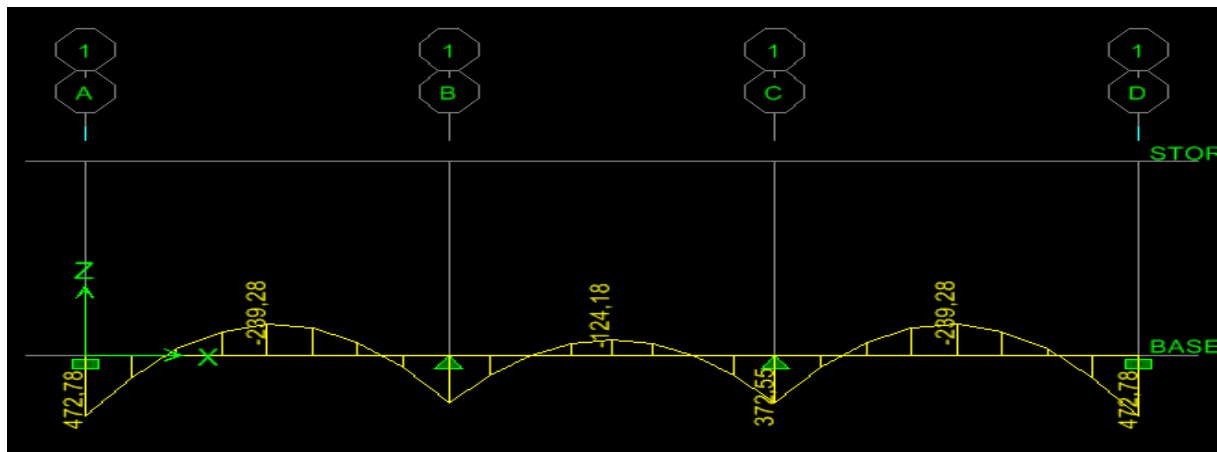


Figure VII-11 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

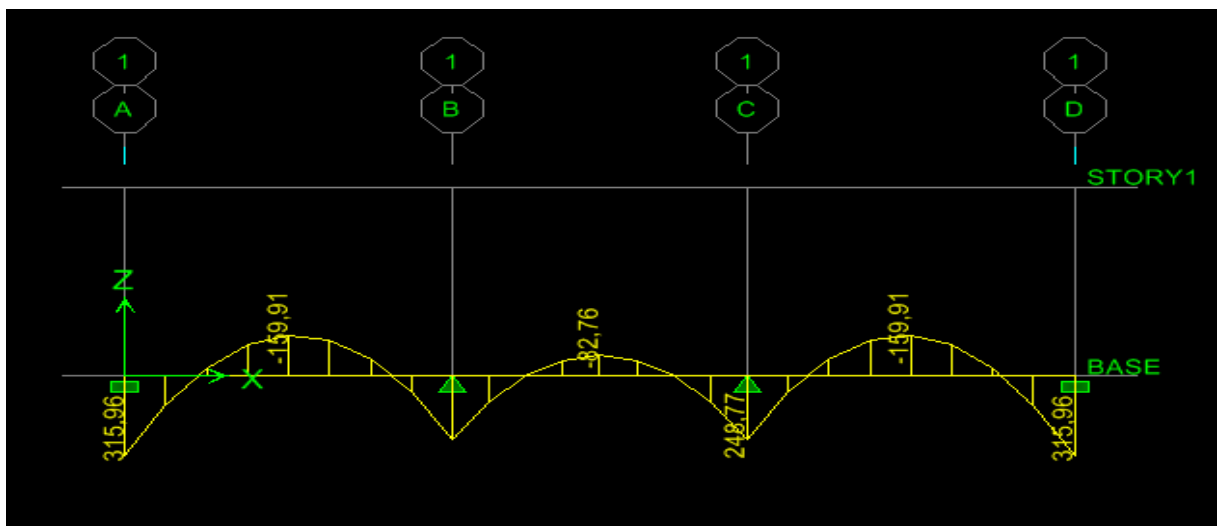


Figure VII-12 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

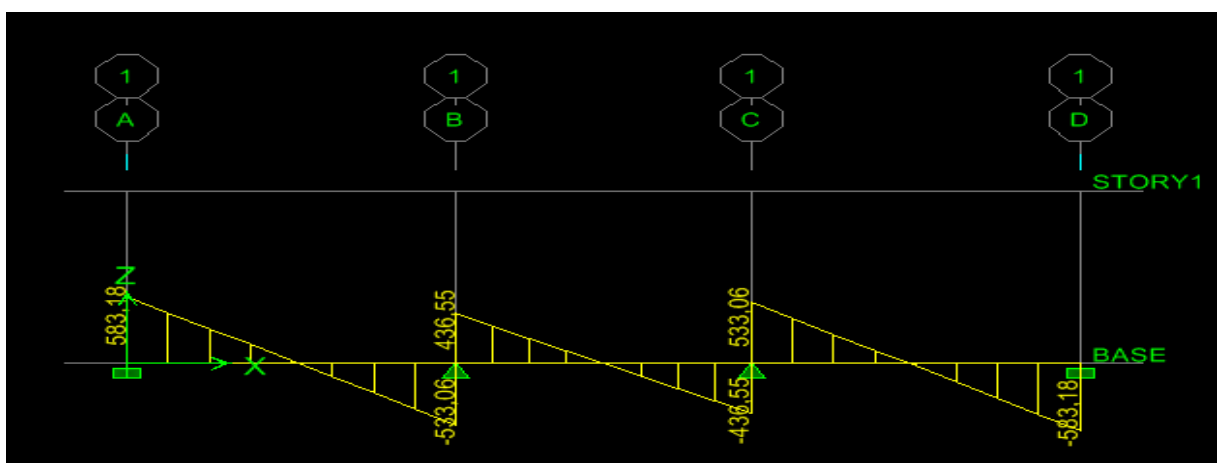


Figure VII-13 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 369,6$	$M_{\max}^a = 274,93$	$M_{\max}^a = 614,41$	$M_{\max}^a = 457,51$
$M_{\max}^t = 185,81$	$M_{\max}^t = 180,61$	$M_{\max}^t = 310,95$	$M_{\max}^t = 231,55$
$T_{\max} = 484,81$		$T_{\max} = 758,72$	

Tableau VII-8 : Efforts maximale.

▪ **Calcul du ferrailage :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. m)	μ	obs	β	A_s	Choix	A_{ad}	S_t
X-X	Appuis	369,6	0,086	S.S.A	0,955	14,35	4HA16+4HA16	16,07	10
	Travée	185,81	0,043	S.S.A	0,9785	7,05	4HA16	8,03	10
Y-Y	Appuis	614,41	0,14	S.S.A	0,924	24,66	4HA20+4HA20	25,12	10
	Travée	310,95	0,072	S.S.A	0,963	11,98	4HA20	12,56	10

Tableau VII-9: Calcul du ferrailage.

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité du béton de la section minimale

(BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 77,5 \times 2,1}{400} = 4,68 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures transversales :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures:**

Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm}$$

Soit: $S_t = 10\text{cm}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{484,81 \times 10^3}{500 \times 775} = 1,25 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{583,18 \times 10^3}{500 \times 775} = 1,5 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,6 \}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \quad , \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	A_s (cm ²)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
x-x	Travée	8,03	180,61	0,205	0,927	35,49	313,07	348	8,82	15	CV
	Appuis	16,07	274,93	0,414	0,901	35,50	245,01	348	6,91	15	CV
y-y	Travée	12,56	231,55	0,324	0,911	41,18	261,11	348	6,34	15	CV
	Appuis	25,12	457,51	0,648	0,882	27,37	266,44	348	9,93	15	CV

Tableau VII-10 : Vérification à l'ELS.

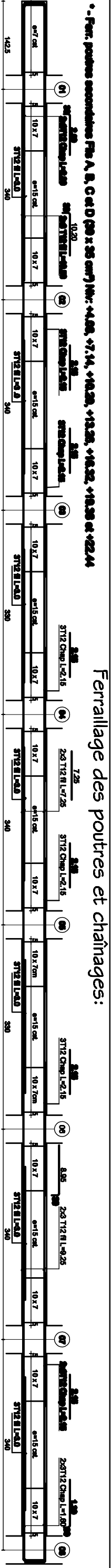
Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

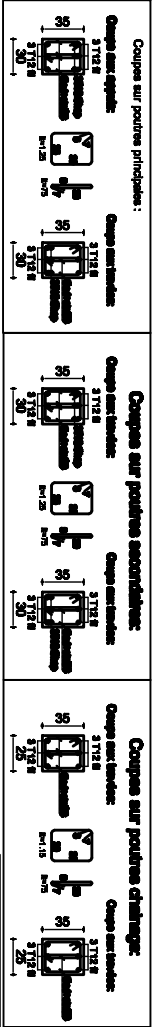
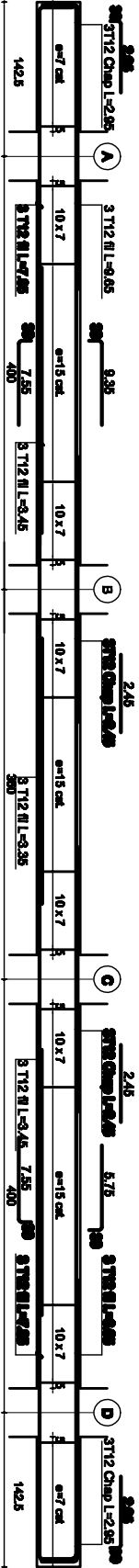
Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$A_p = 3,07\text{cm}^2$ On opte pour 2HA14.

• - **Ferr. poutres secondaires Fibs A, B, C et D (30 x 35 cm) NW: +4.08, +7.14, +10.28, +13.28, +16.32, +19.36 et +22.44**

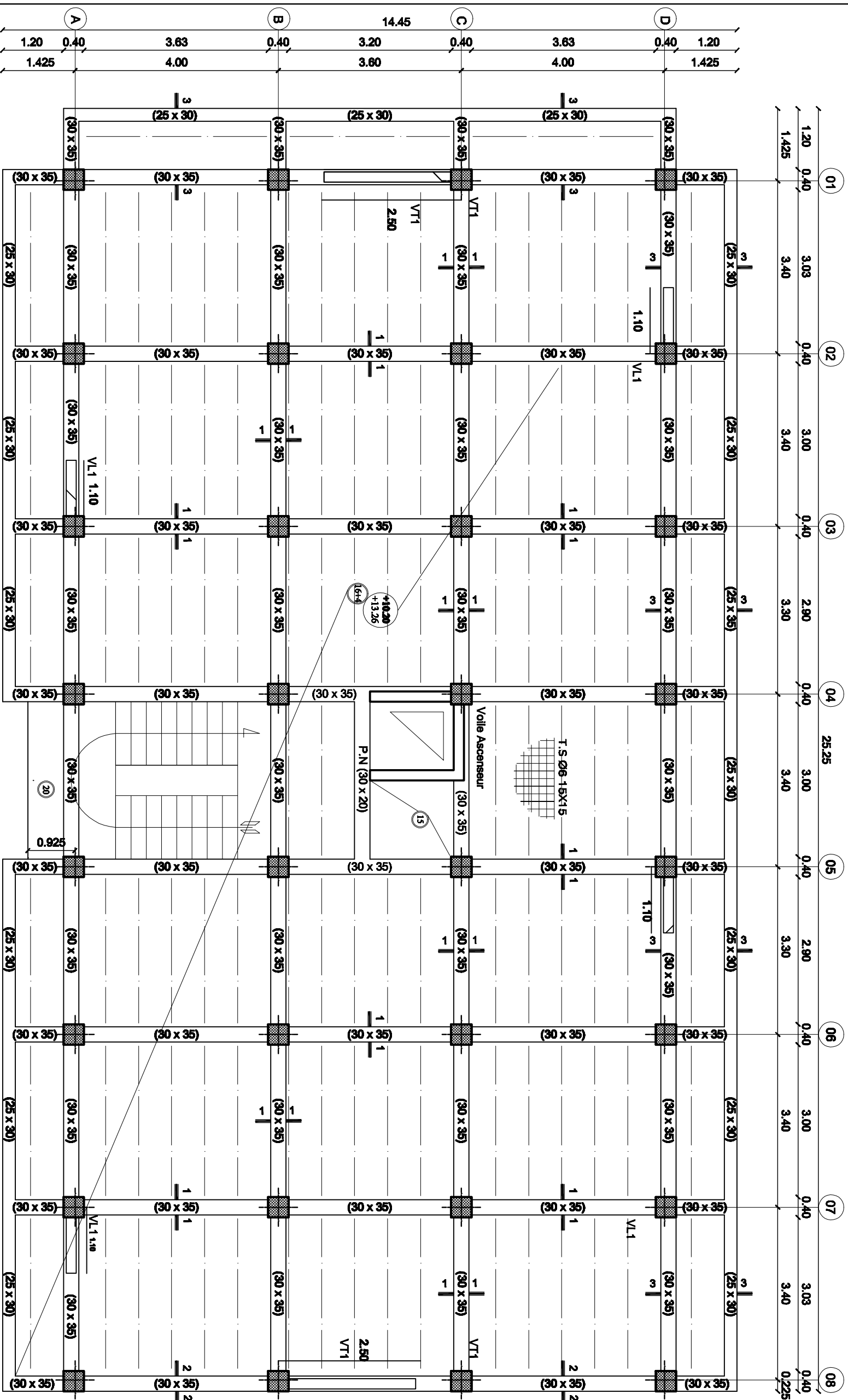


• - **Ferr. poutres principales Axes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8 (30 x 35 cm) NW: +4.08, +7.14, +10.28, +13.28, +16.32, +19.36 et +22.44**



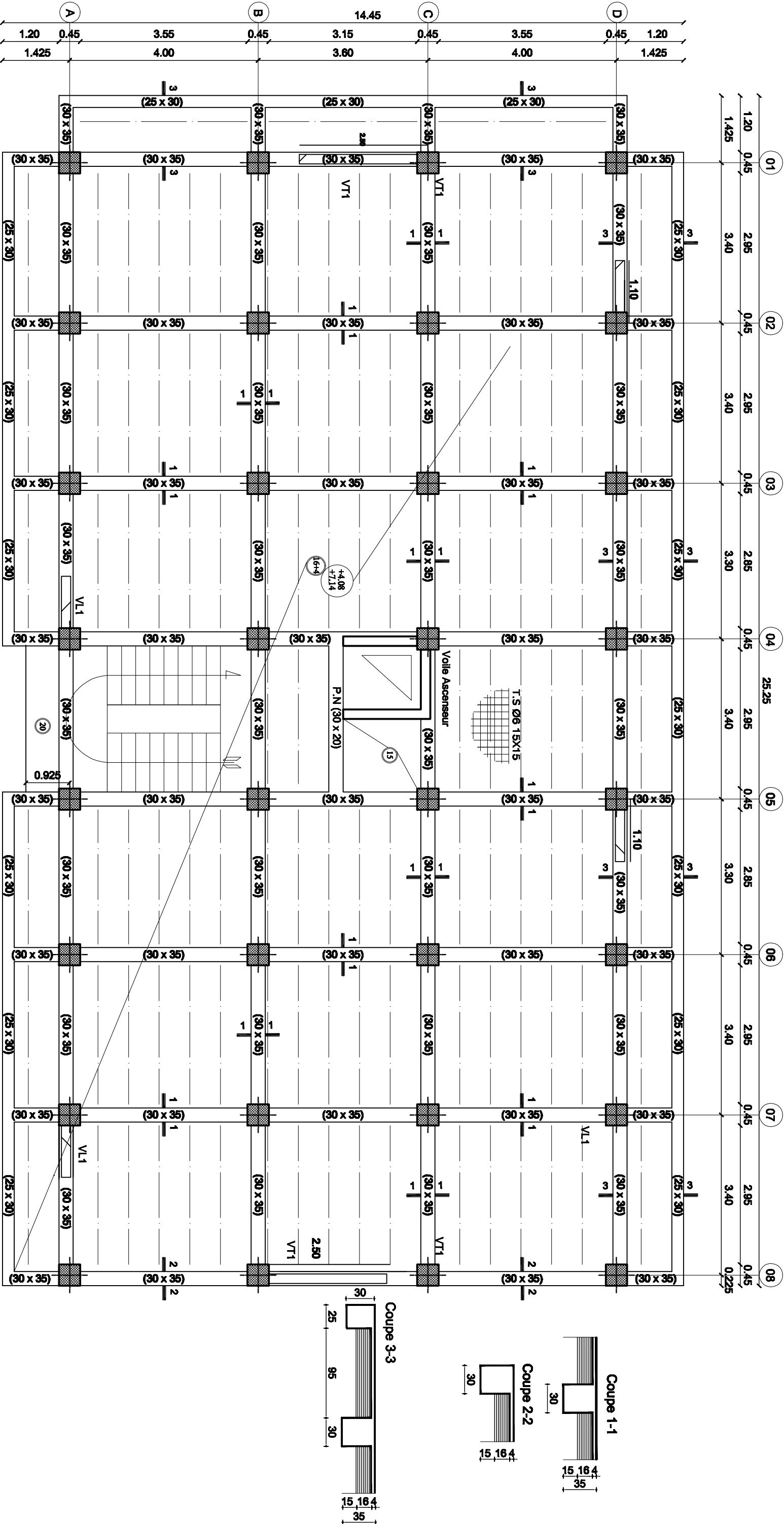
UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHA		Faculté de Génie de la Construction	
S. EL-BAZ		Département de Génie-civil	
Etudiant par:		Plan:	
N° d'ADRESSEMENT		Echelle: 1/50	
Dessin par:		Ferraillage des poutres	
N° d'ADRESSEMENT		Date: 2023	

Coff. planchers Niv: +10.20 et +13.26



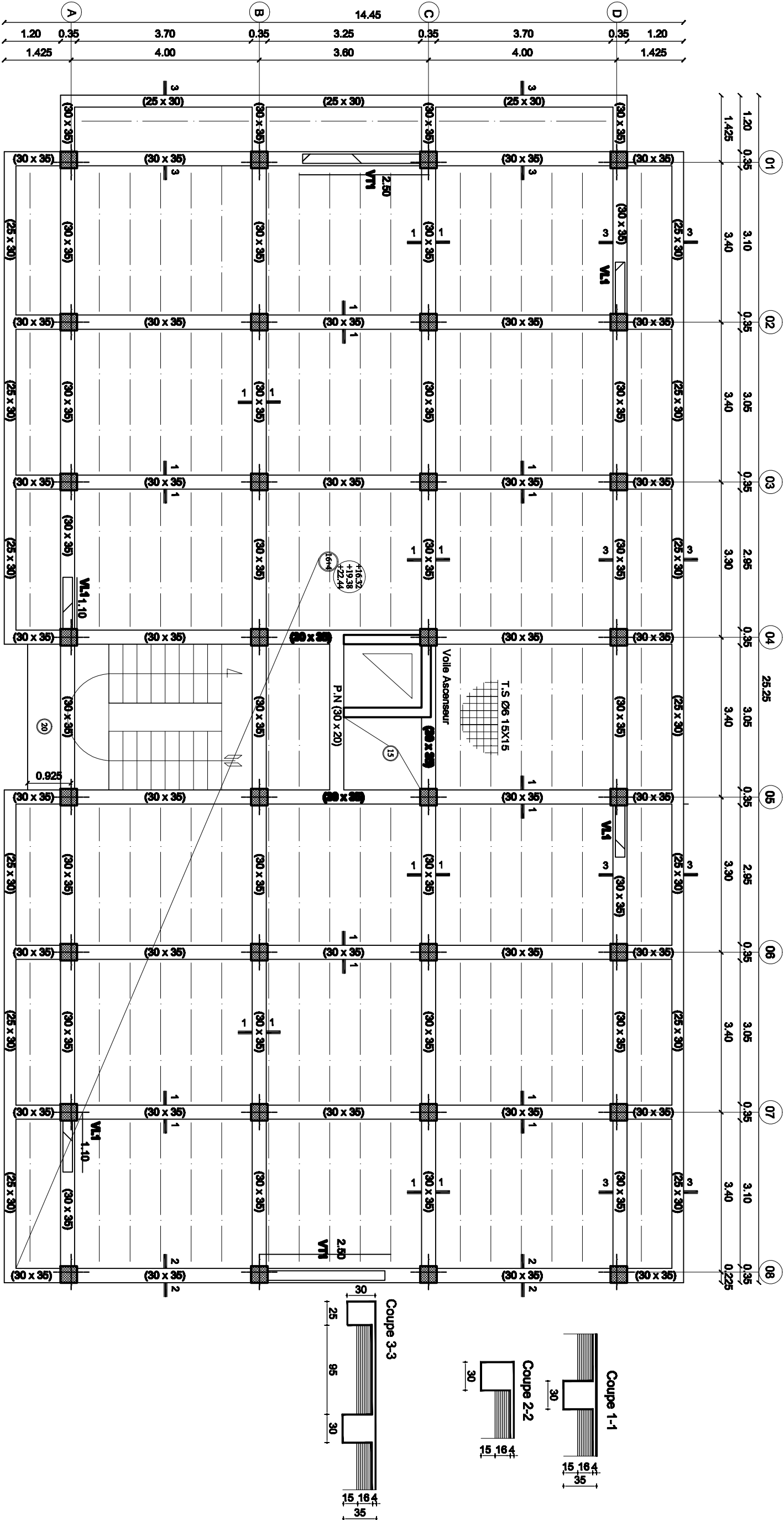
Coff. planchers Niv: +10.20 et +13.26

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: MR LAZRI NOUREDDINE MR SEMSOUH RABAH		Coff. planchers Niv: +10.20 et +13.26	
Dirigé par: MR H.DJELLOULI			
		plan:	
		Echelle:1/50	
		2018/ 2019	



Coff. planchers Niv: +4.08, +7.14

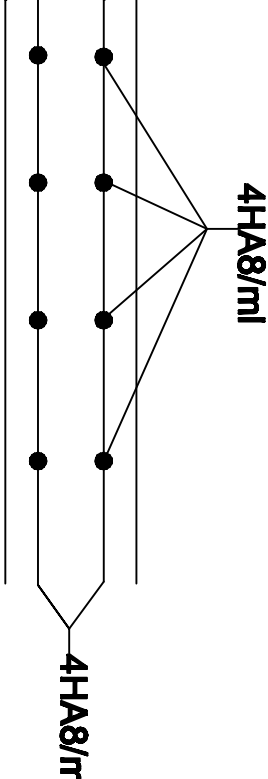
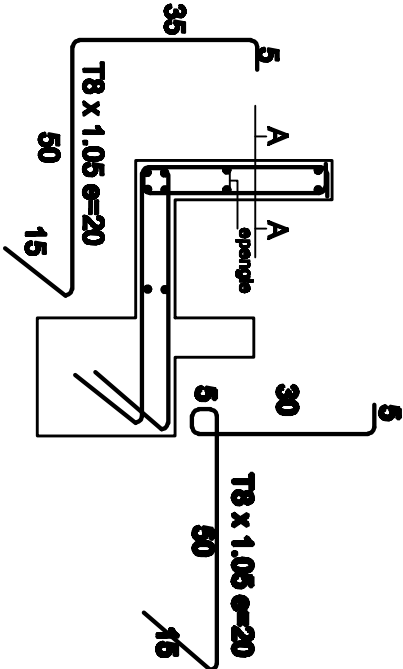
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZRI NOUREDDINE Mr SEMSOUM RABAH		Coff. planchers Niv: +4.08, +7.14	
Dirigé par: Mr H.DIELLOULI			
		plan:	
		Echelle: 1/50	
		2018/ 2019	



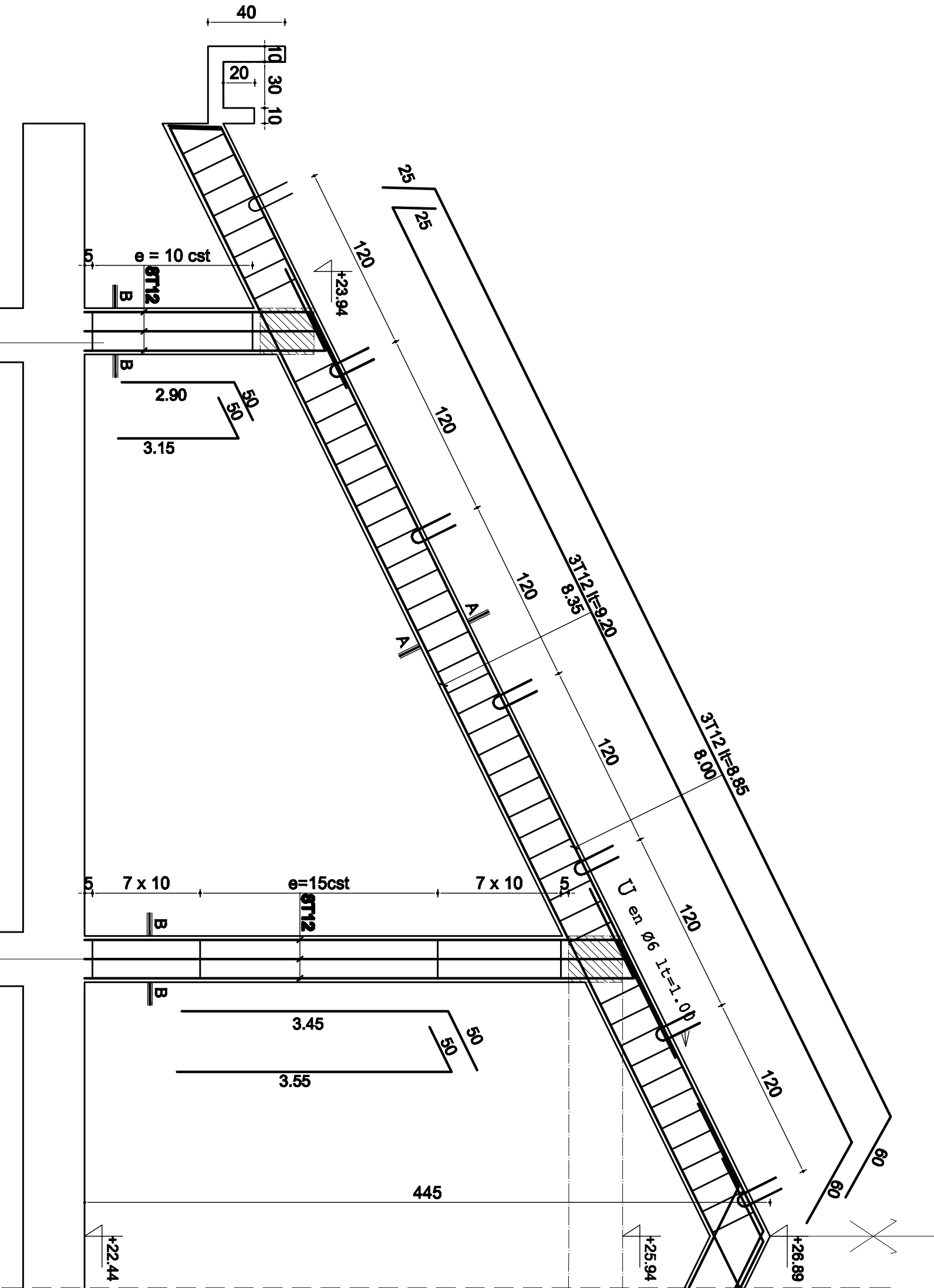
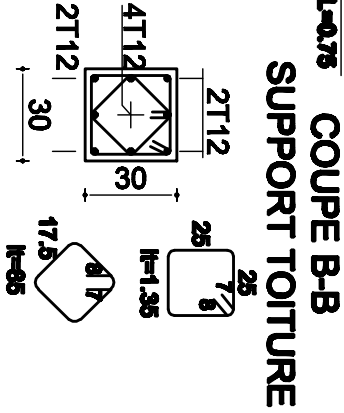
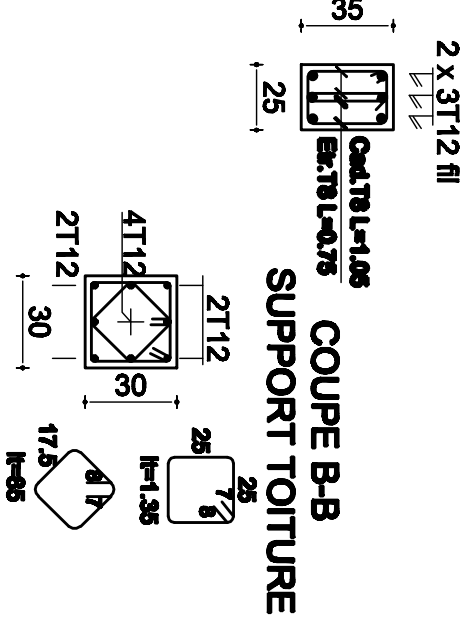
Coff. planchers Niv: +16.32, +19.38 et +22.44

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: MR LAZRI NOUREDDINE MR SEMSOUNI RAHAH		plan:	
Coff. planchers Niv: +16.32, +19.38 et +22.44		Echelle:1/50	
Rédacté par:			

FERR.CHENAUUX

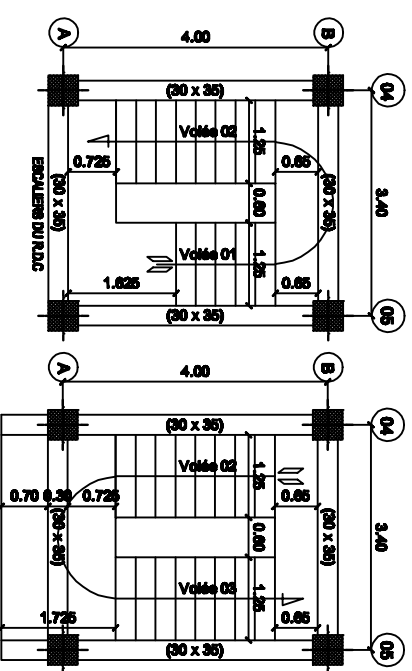
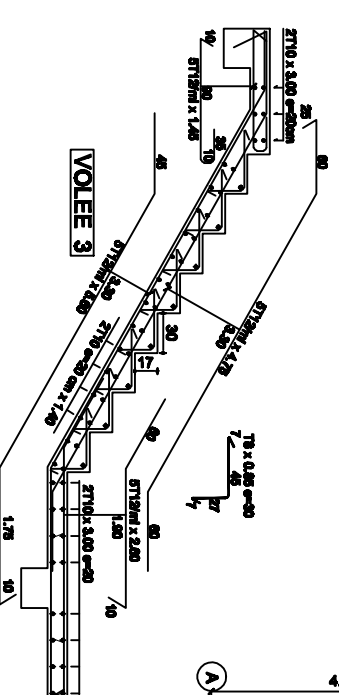
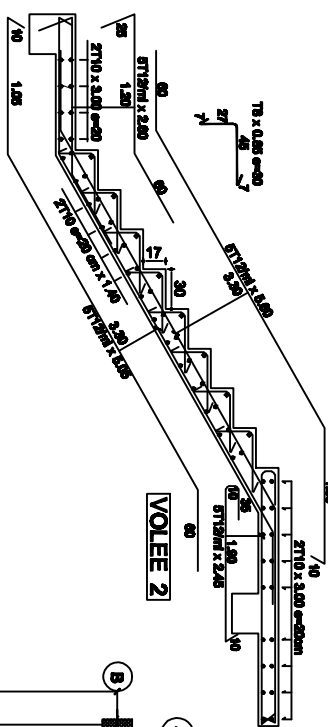
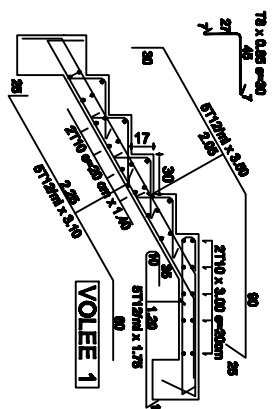
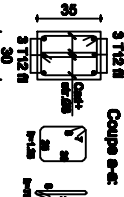
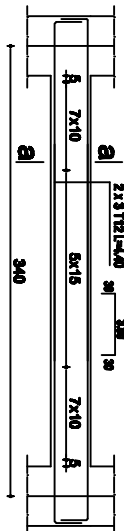


Coff. Ferr. Fermes:
COUPE A-A
CHAINAGE TOITURE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZRI NOUREDDINE Mr SEMSOUM RABAH		- FERR. DES POUTRES ET CHAINAGES - COFF. & FERR. FERMES	
Dirigé par: Mr H.DJELLOULI			
plan:		Echelle: 1/50	2018/ 2019

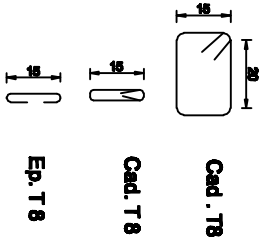
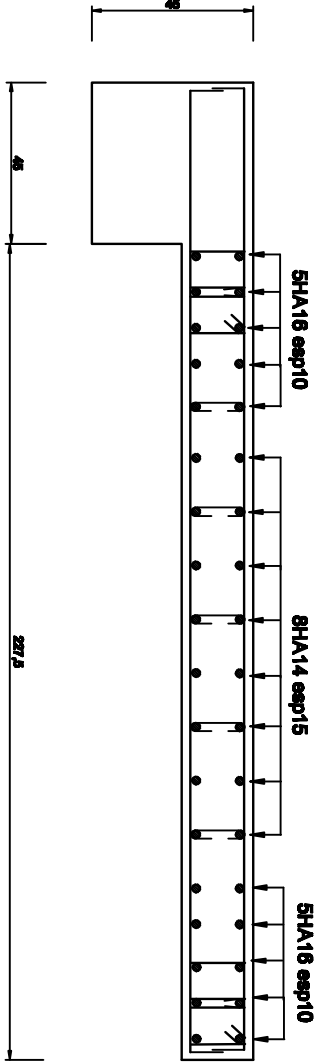
Ferr. POUTRE PALIERE



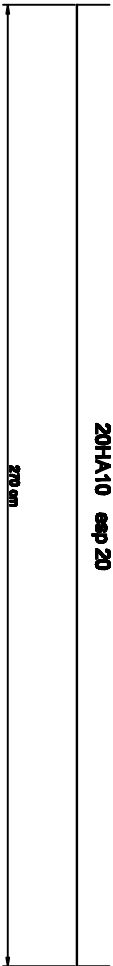
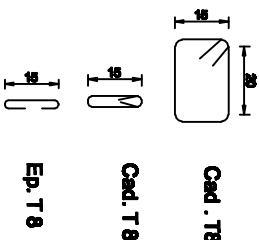
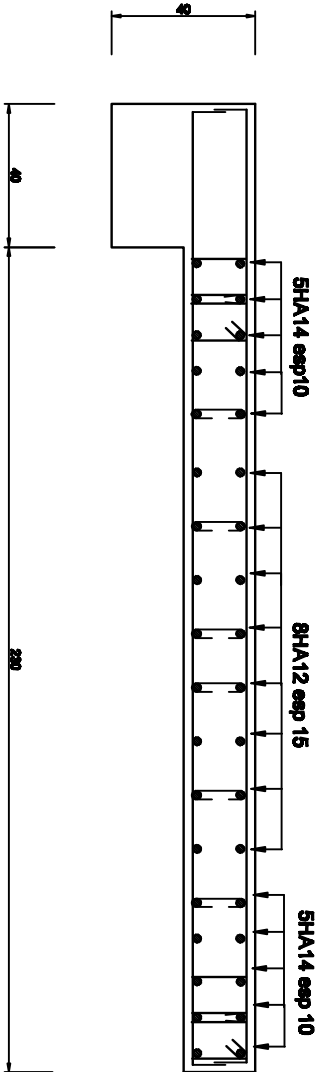
UNIVERSITE MOULOUA MAYEUR		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	Plan:
Etudié par:	Reconstruit par:		
N° LAZRI NOUREDDINE	N° SERRAOUM MAHDI		
Dessiné par:	Reconstruit par:		
N° HADJELLOUL	N° HADJELLOUL		

Echelle: 1/50
2016/2019

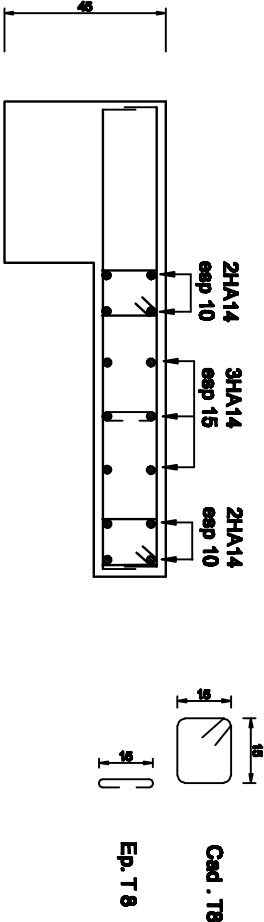
Voile transversale 1, zone 1



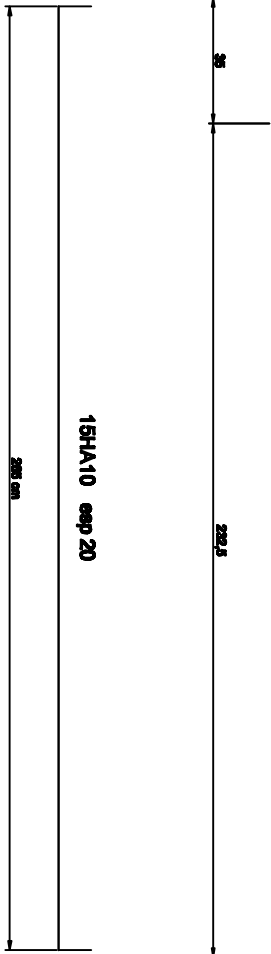
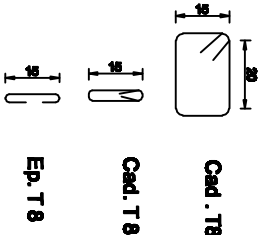
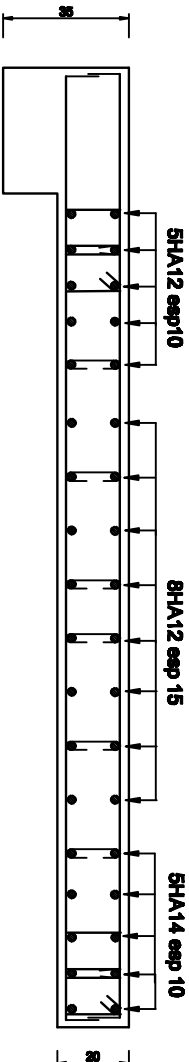
Voile transversale 1, zone 2



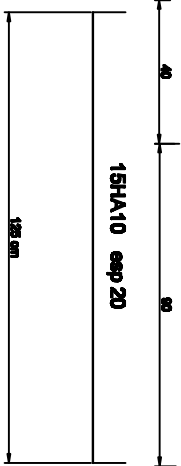
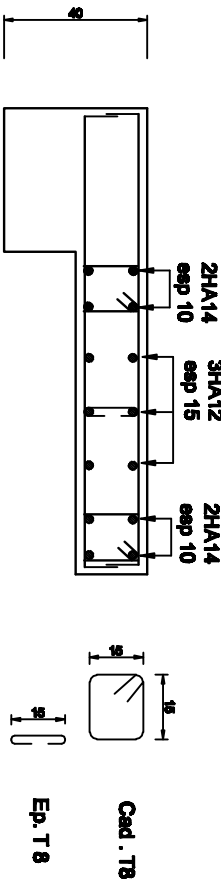
Voile longitudinale 1, zone 1



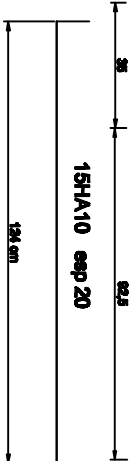
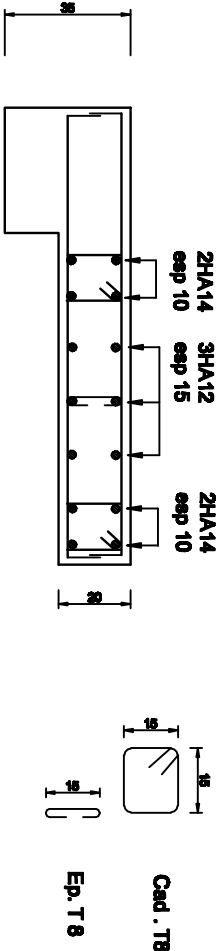
Voile transversale 1, zone 3



Voile longitudinale 1, zone 2

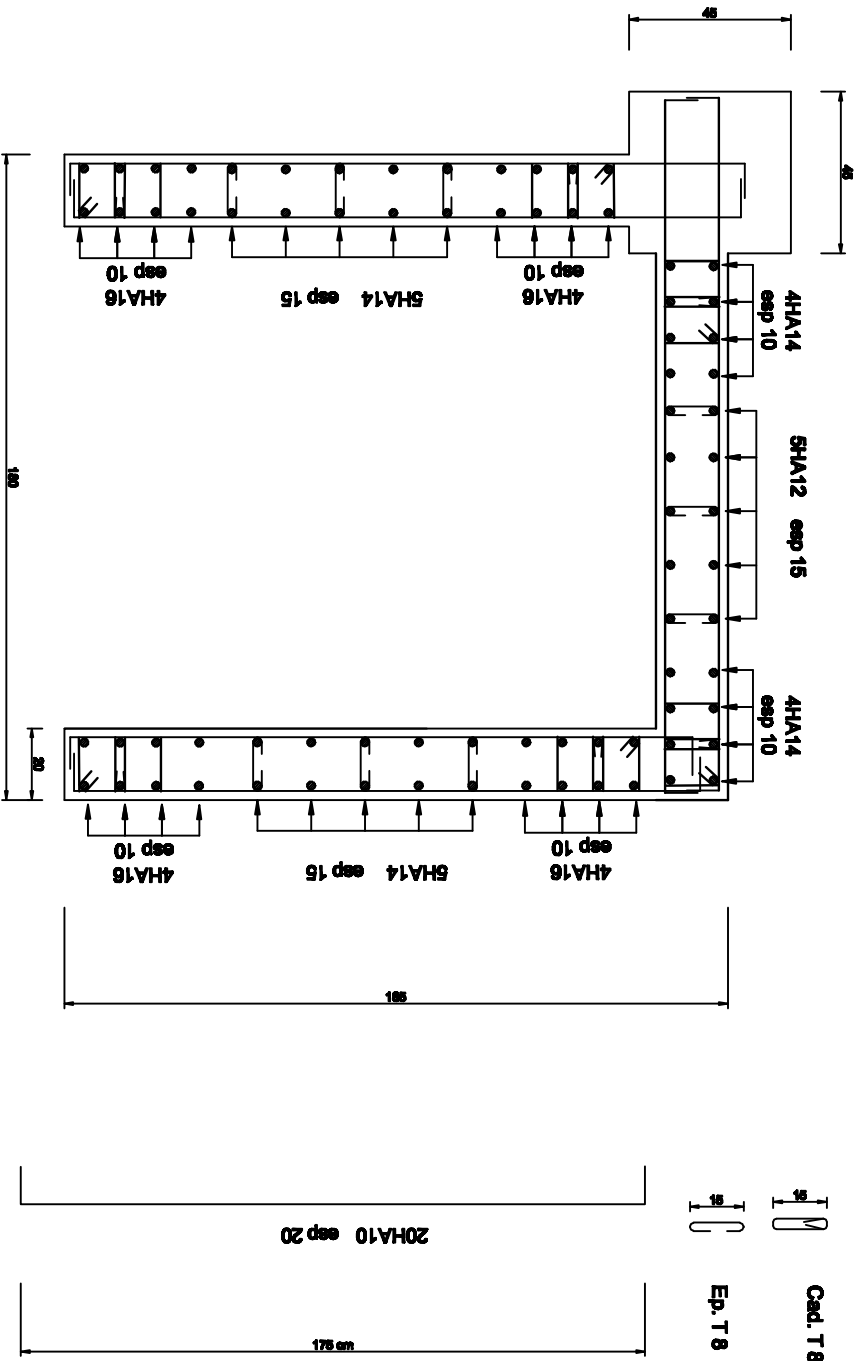


Voile longitudinale 1, zone 3

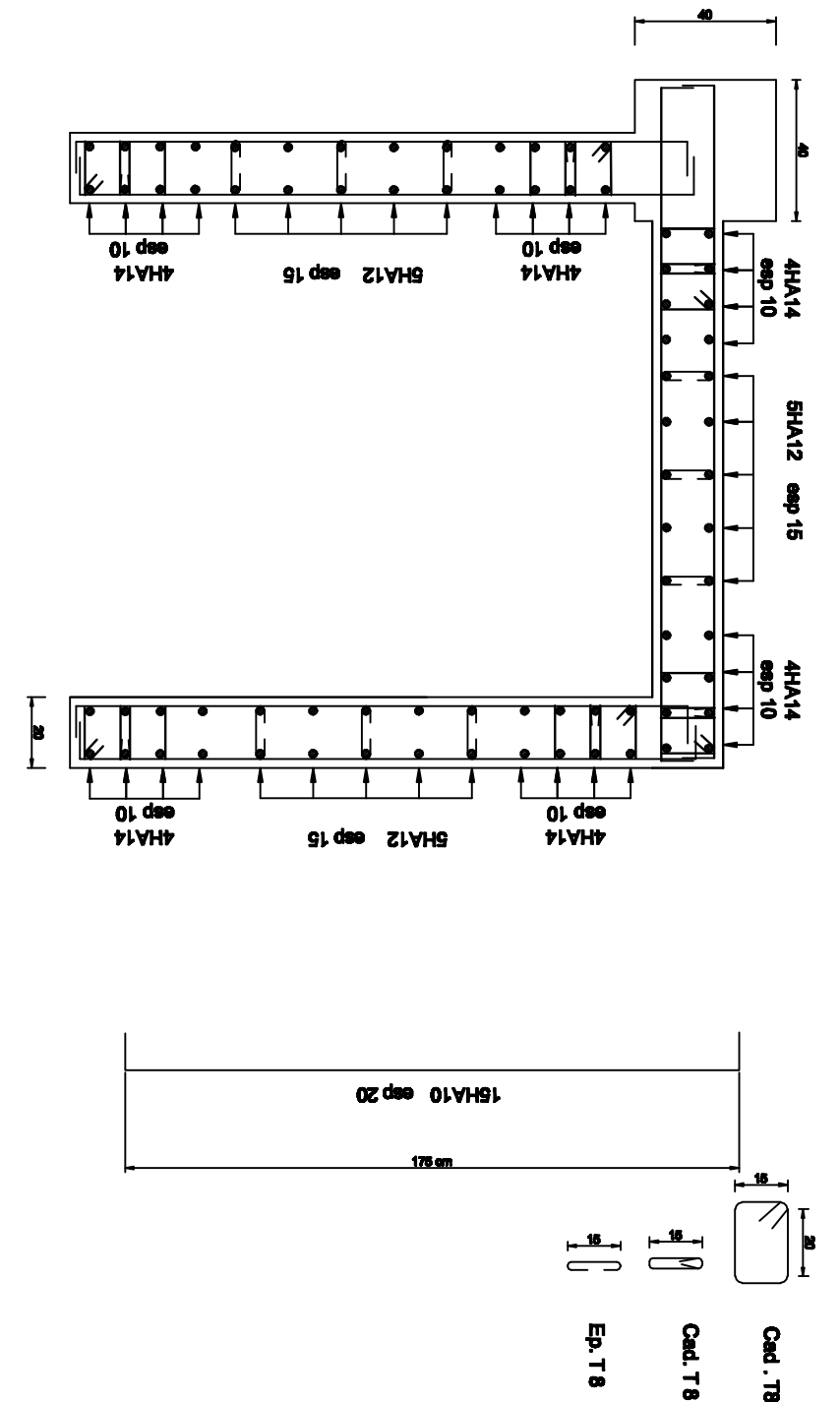


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZRI NOUREDDINE Mr SEMSOUM RABAH		Plan de Ferrailage des voiles	
Dirigé par: Mr H.DJELLOULI			
		plan:	
		Echelle:1/50	
		2018/ 2019	

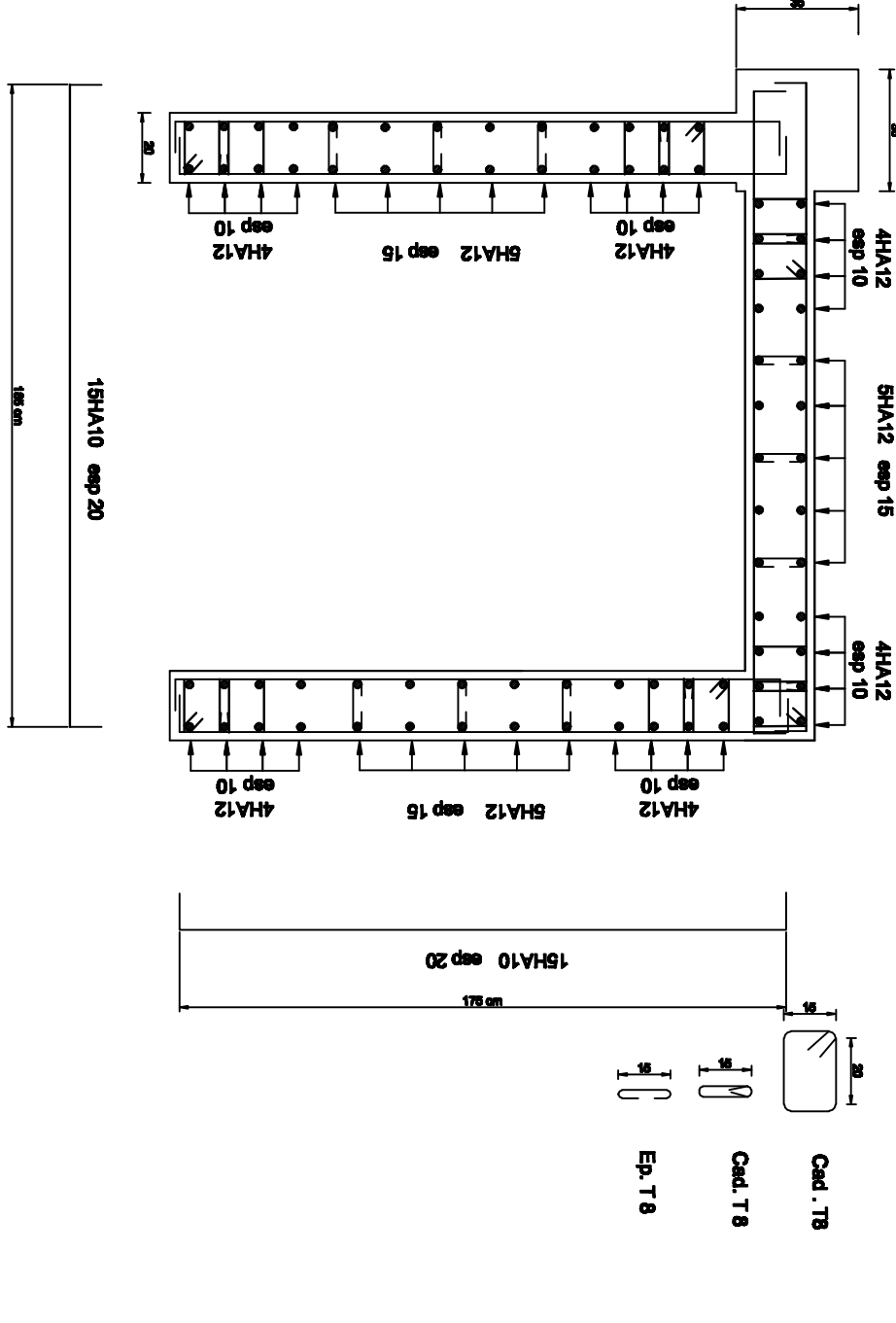
Voile cage d'ascenseur , zone 1



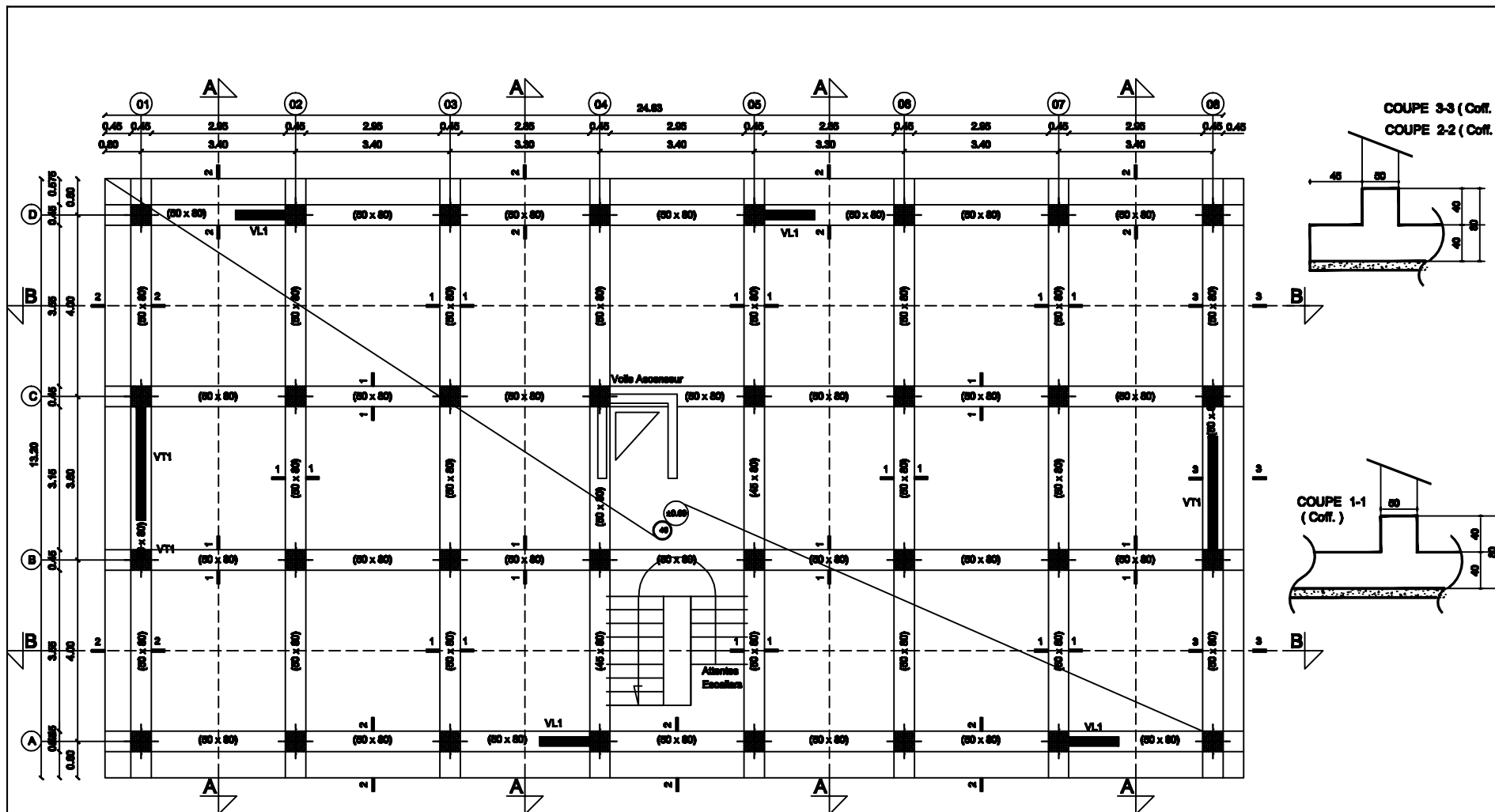
Voile cage d'ascenseur , zone 2



Voile cage d'ascenseur , zone 3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZRI NOUREDDINE Mr SEMSOUM RABAH		Plan de Ferrailage des voiles	
Dirigé par: Mr H.DJELLOULI			
		plan:	
		Echelle:1/50	
		2018/ 2019	



COFFRAGE FONDATIONS

UNIVERSITE MOULOU LAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZRI NOUREDDINE Mr SEMSOUM RABAH		COFFRAGE FONDATIONS	plan:
Dirigé par: Mr H.DJELLOULI			Echelle:1/50
			2018/ 2019

Figure 1 shows the plan view of the bridge deck. The deck is 40m wide, divided into four 10m lanes. The lanes are labeled A, B, C, and D from left to right. The centerline is marked with 'C' and 'C'.

COUPE 1-1

2x12s

Double c

2x4

2x6

4 T12 studs

80

8

COUPE 3-3

Représentation

Données

ST16

Représentation

4 1/2 mm

80

[illegible]

Figure 1: Cross-section of the bridge deck. The diagram shows a cross-section of a bridge deck with various components labeled. The top surface is divided into sections with widths of 88.5, 400, 280, 400, and 80. Key components include: T12 reinforcement (top), T12 W reinforcement (top), Reinforcement on T12 slab (top), T12 reinforcement (top), T14 reinforcement (bottom), T14 W reinforcement (bottom), and T14 reinforcement (bottom). Dimensions for reinforcement spacing are given as 0.50, 0.50, 0.50, 0.50, and 0.50. The total width of the deck is 1000 units.

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr LAZZI NOURDINE Mr SENSOUN RABAH		plan: Echelle: 1/50	
Dirigé par: Mr H.DJELLOULI		2018/2019	

CONCLUSION GENERALE

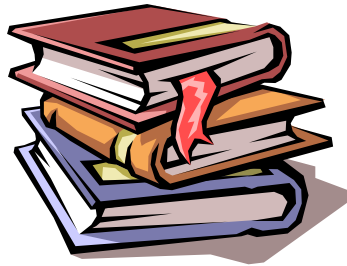
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE




 *Aide-mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN).*

 *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*

 *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*

 *Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).*


 *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*

 *Etude géotechnique.*

 *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*

 *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*

 *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*

 *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.*