




*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche
scientifique*

*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil*



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)*

Thème :

- Etude d'un bâtiment (R+8+ entre sol) à usage d'habitations et commerciale, contreventé par voiles et portiques*

Réalisé par :

MR AMRANE Ahcene

Encadré par : M^m LARABI

Promotion 2020/2021



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail

Je présente mes remerciements les plus sincères à ma promotrice Mme LARABI SONIA pour son aide, sa patience, et ses précieux conseils.

Mes remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Mes remerciements à nos familles et tous les amis .

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

Merci à tous

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation et description de l'ouvrage

1- Introduction	2
2- : Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
3- : Les éléments constituant de l'ouvrage	2
4- : Caractéristiques mécanique des matériaux	4
5- : Protection des armatures	9
6- : Présentation de la méthode de calcul	10
7- : Règlements utilisés et normes de conception	10

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

1- Introduction	12
2- : Les planchers	12
3- : Les poutres	14
4- : Les voiles	15
5- : Les poteaux	18

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

1- Introduction.....	27
2- : Plancher	27
3- : Escalier	44
4- : Poutre palière.....	62
5- : Acrotère	70
6- : Calcul du balcon	78
7- : Calcul de la salle machin.....	84

Chapitre IV : Modélisation de la structure

1- Introduction.....	95
2- : Le concept de base de la MEF	95
3- : Définition de logiciel ETABS	95

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA

1- : Vérification de l'excentricité	113
2- : Pourcentage de participation de la masse modale	114
3- : Estimation de la période fondamentale de la structure	115
4- : Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R	115

5-	: Vérification de l'effort tranchant à la base	117
6-	: Vérifications des déplacements maximaux	120
7-	: Justification de la sécurité	121
8-	: L'effort normal sismique.....	123

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

1-	: Ferrailage des poteaux.....	125
2-	: Ferrailage des poutres	138
3-	: Ferrailage des voiles	148

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

1-	: Introduction	162
2-	: Etude technique du sol	162
3-	: Choix du type de fondation	162
4-	: Dimensionnement	163
5-	: Mur plaque	192

Conclusion

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1 : Diagramme contraintes- déformations (ELU) 7

Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS)..... 7

CHAPITRE II.

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher 12

Figure II.2: Coupe des voiles en plan..... 16

Figure II.3: Coupe de voile en élévation 17

Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité 18

Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse..... 19

Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant..... 20

Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur..... 20

Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur 21

Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère 22

CHAPITRE III :

Figure III.1.1 : Treillis soudés (20×20) cm²..... 28

Figure III.1.2 : dimensions de la poutrelle 30

Figure III.1.3 : Schémas statique des poutrelles 31

Figure III.1.4 : schéma des moments isostatique de la poutrelle 32

Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m) 35

Figure III.1.6 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)..... 36

Figure III.1.7 : dimension de la poutrelle..... 36

Figure III.1.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m)..... 41

Figure III.1.9: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN) 41

Figure III.1.10:Ferraillages des poutrelles 43

Figure III .1.11 : Plan de ferraillage du plancher 43

Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier 44

Figure III.2.2 : Coupe d'un escalier 45

Figure III.2.3 : différents types d'escaliers 45

Figure III.2.4 : coupe verticale de la volée d'étage courant..... 46

Figure III.2.5 : Schéma statique a l'ELU 49

Figure III.2.6. Diagramme des efforts internes à l'ELU..... 51

Figure III.2.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS 56

Figure III.2.8: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	58
Figure III 2. 9: Schéma de ferrailage d'escalier.....	61
Figure III.3.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU .	63
Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS..	67
Figure III.3.3: ferrailage de la poutre palière	69
Figure III-4.1 : coupe verticale de l'acrotère	70
Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère	70
Figure III.4.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée	71
Figure III.4.4: Ferrailage de l'acrotère.....	77
Figure III-5.1 : Schéma statique du balcon	78
Figure III-5.2 : Ferrailage du balcon.....	83
Figure III.6.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge.....	84
Figure III.6.2: Correction des moments	87
Figure III.6.3 : plan de ferrailage de la machine suivant x-x et y-y.....	93
ChapitreIV :	
Figure IV.1 : interface d'introduction des données générales	96
Figure IV.2 : Interface de modification des entres-axes.....	97
Figure IV.3 : Interface de modification des hauteurs d'étages.....	98
Figure IV.4 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....	99
Figure IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires	99
Figure IV.6: Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.	104
Figure IV.7 : spectre de réponse RPA	105
Figure IV.8 : Interface d'introduction du spectre	105
Figure IV.9 : Interface de définition des caractéristiques du spectre	106
Figure IV.10 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.....	106
Figure IV.11 : Exemple diaphragme S SOL.....	109
Figure IV.12 : Modèle finale de notre structure	110
CHAPITRE V :	
Figure V.1 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles	115
Figure V.2 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques	116
Figure v.3 : Vérification des déplacements selon	120
Figure V.4: Vérification des déplacements selon	120
Chapitre VI:	
Figure VI 1 : Caractéristiques et sollicitation de la section	128

Figure VI 2 : Ferrailage armatures transversales des poteaux.....	137
Figure VI.3 : schéma de calcul en flexion simple	140
Figure VI.4 : contrainte dans une section partiellement comprimé.....	150
Figure VI.5: contrainte dans une section entièrement comprimé.....	150
Figure VI.6: contrainte dans une section entièrement tendue	151
Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	154
Chapitre VII :	
Figure VII-1 : Schéma d'une semelle isolée	163
Figure VI-2 : coupe verticale du radier	169
Figure VII.3 : Diagramme des contraintes	171
Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	173
Figure VII.5 : Schéma statique du débord.....	180
Figure VII.6 : Répartition trapézoïdale	182
Figure VII.7 : Présentation du chargement simplifié	182
Figure VII.8 : Répartition triangulaire	183
Figure VII.9 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinale) ...	186
Figure VII.10 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens longitudinale)...	186
Figure VII.11 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens longitudinale).....	186
Figure VII.12 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinale)	187
Figure VII .13 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal)	187
Figure VII.14 Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal)	187
Figure VII.15 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal).....	188
Figure VII.16 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens transversal)	188
Figure VII-17 : Schéma statique du mur plaque de l'entre sol	192
Figure VII.18 : Diagramme des contraintes horizontales (à L'ELU et à L'ELS)	193
Figure VII.19 : le panneau le plus sollicité	194
Figure VII.20 : Schéma statique du ferrailage de mur plaque.....	195

LES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I .1.Caractéristique des aciers utilisés	08
--	----

Chapitre II :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse	19
---	----

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.....	20
--	----

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur.....	21
--	----

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur intérieur	21
---	----

Tableau II.5: Charges d'exploitations	23
---	----

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation	23
--	----

Tableau II.7 : Dimensions des poteaux	24
---	----

Tableau II.8 : Vérification des sections selon RPA.....	24
---	----

Tableau II.9.Vérification au flambement.....	25
--	----

CHAPITRE III :

Tableau III.2.1 : charge permanente du palier	48
---	----

Tableau III.2.2 : charge permanente de la volée	48
---	----

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant.....	49
---	----

Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant	49
--	----

Tableau III.2.5 : Calcul des efforts tranchant a L'ELS	57
--	----

Tableau III.2.6 : Calcul des moments fléchissant a L'ELS.....	57
---	----

Tableau III.5.1 : Charges permanentes.....	78
--	----

Tableau III.5.2 : Charge concentrée	78
---	----

Chapitre IV :

Tableau IV.: valeurs pénalités selon les caractères de qualité.....	104
---	-----

Chapitre V :

Tableau V.1 : Vérification de la régularité structurelle en plan.....	114
---	-----

Tableau V.2 : Pourcentage de participation de la masse modale.....	114
--	-----

Tableau V.3 : valeurs pénalités selon les caractères de qualité	118
---	-----

Tableau V.4 : Valeur du poids total de la structure	118
---	-----

Tableau V.5 : la résultante des forces sismiques.....	119
---	-----

Tableau V.6 : calcul des déplacements	121
---	-----

Tableau V.7 : Vérification de l'effet (P- Δ) (sens X-X) et (sens y-y).....	122
--	-----

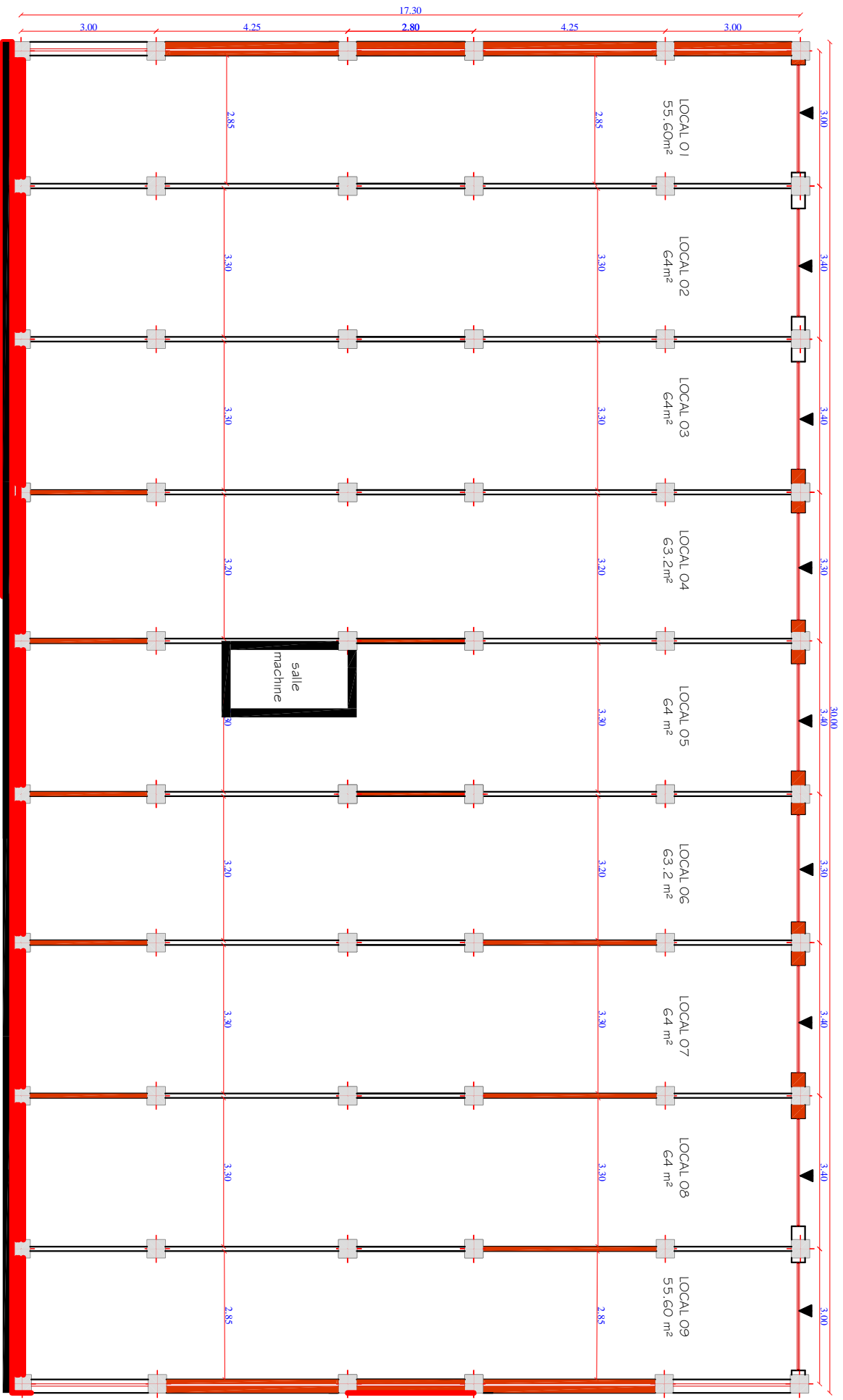
Tableau V.8 : Vérification L'effort normal sismique	123
---	-----

Chapitre VI :

Tableau VI 1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	125
Tableau VI 2: récapitulatif des contraintes tangentielles.....	136
Tableau VI .3: Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	136
Tableau VI .4: vérification des contraintes dans le sens longitudinal	137
Tableau VI 5 : Résumé de calcul des poutres principales	141
Tableau VI 6 : Résumé de calcul des poutres secondaires	141
Tableau VI 7 : Vérification du ferrailage des poutres principales.....	146
Tableau VI 8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires.....	146
Tableau VI 9 : Ferrailage de voile (VL6, VL7 , VL8)	156
Tableau VI 10 : Ferrailage de voile (VL1, VL2 , VL3, VL4)	157
Tableau VI 11 : Ferrailage de voile (VL5, VL9).....	158
Tableau VI 12 : Ferrailage de voile (VT1, VT2, VT3 ,VT4)	159
Tableau VI 13 : Ferrailage de voile (VT5, VT6).....	160

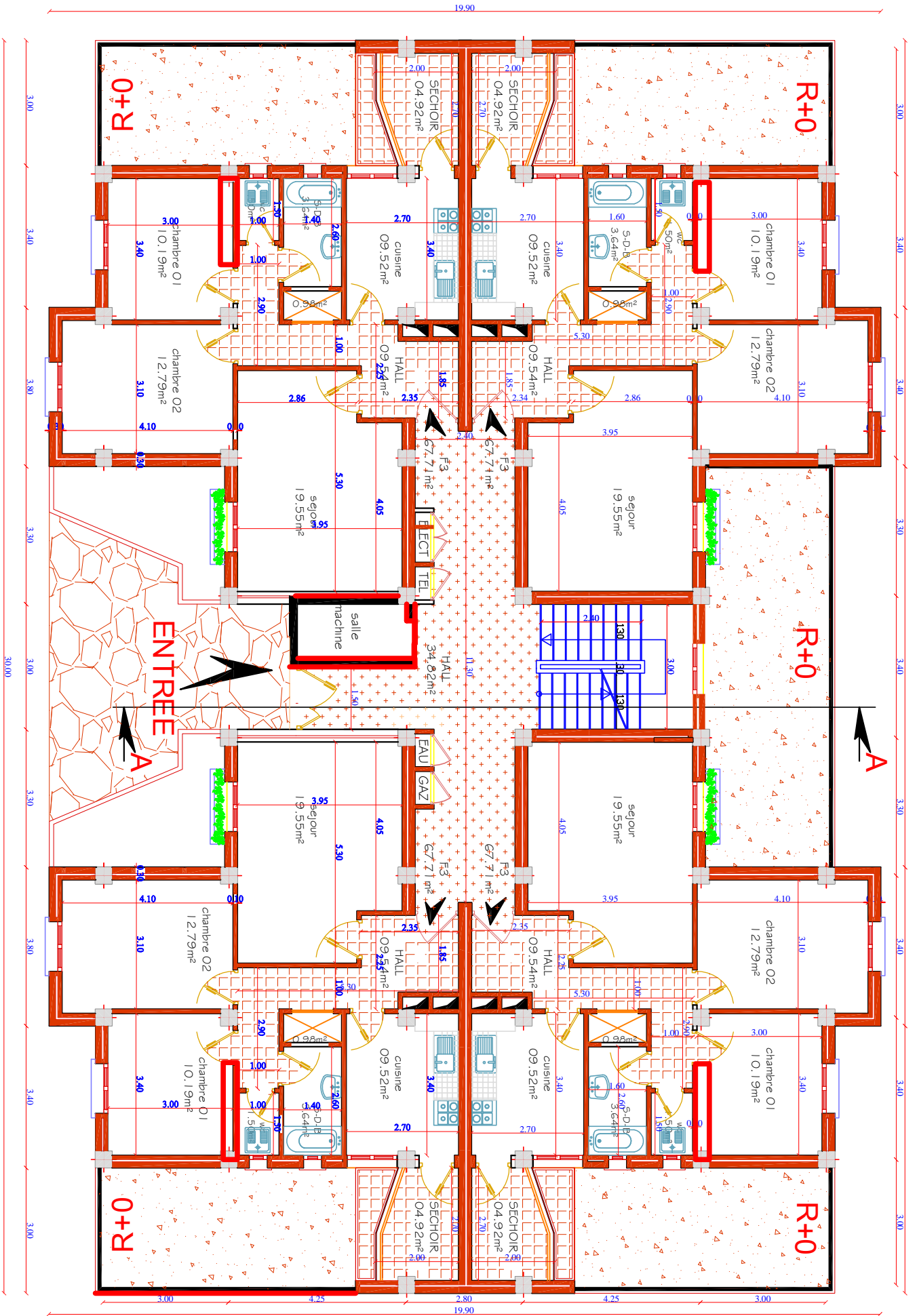
Chapitre VII:

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	164
Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal).....	164
Tableau VII-3 : dimensionnement de la semelle filante sous poteaux (portique 3).....	165
Tableau VII.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.....	178
Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)	184
Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	185
Tableau VII.7 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)	188
Tableau VII.8 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)	188
Tableau VII.9 : Les résultats du ferrailage de la nervure	190
Tableau VII 10 : Vérification du ferrailage de la nervure à ELS	191
Tableau VII.11 : Ferrailage du mur plaque	195
Tableau VII.12 : vérification des contraintes a ELS	196

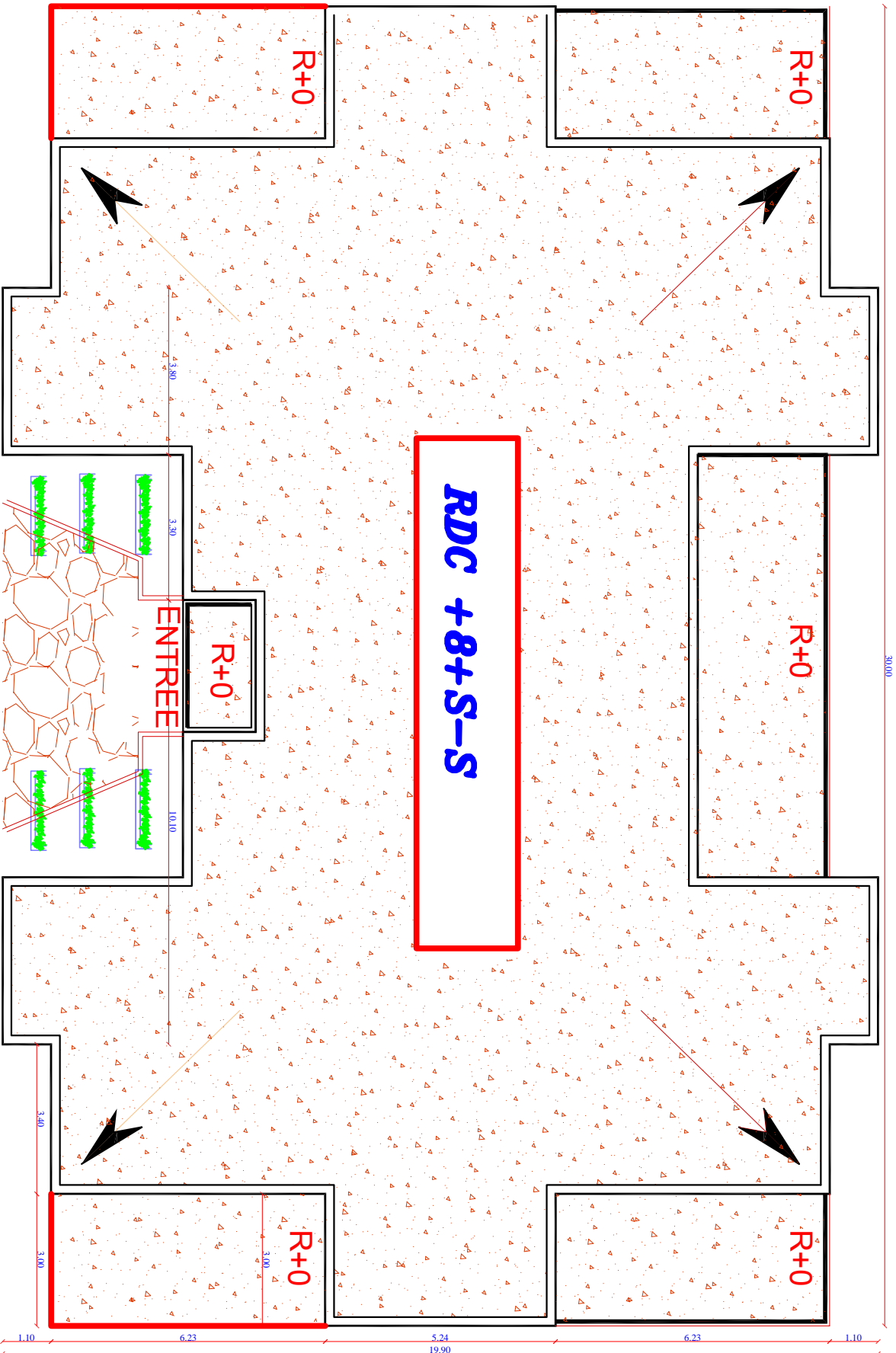


PLAN LOCALUX -4.08

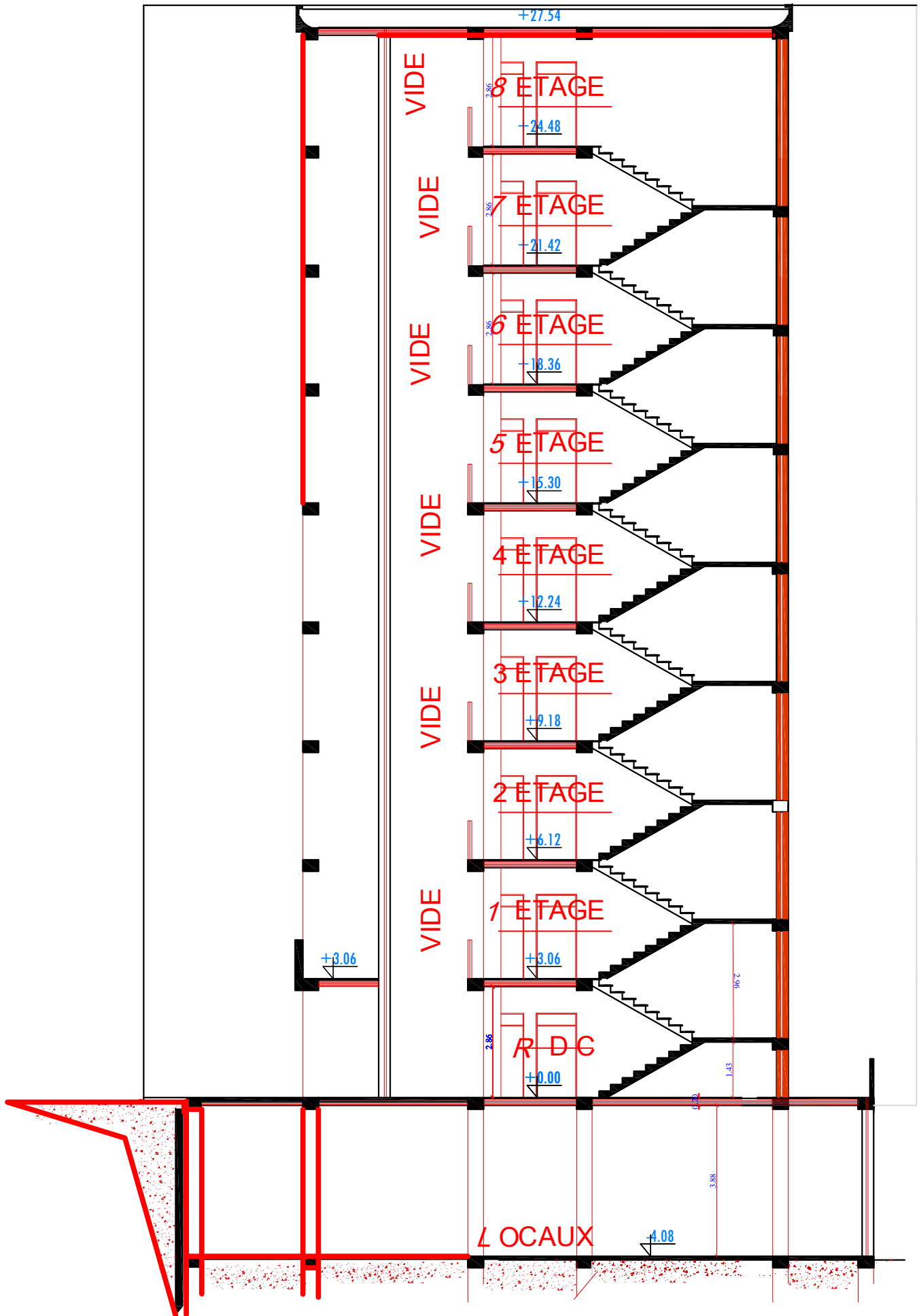
PLAN DE REZ DE CHAUSSEE



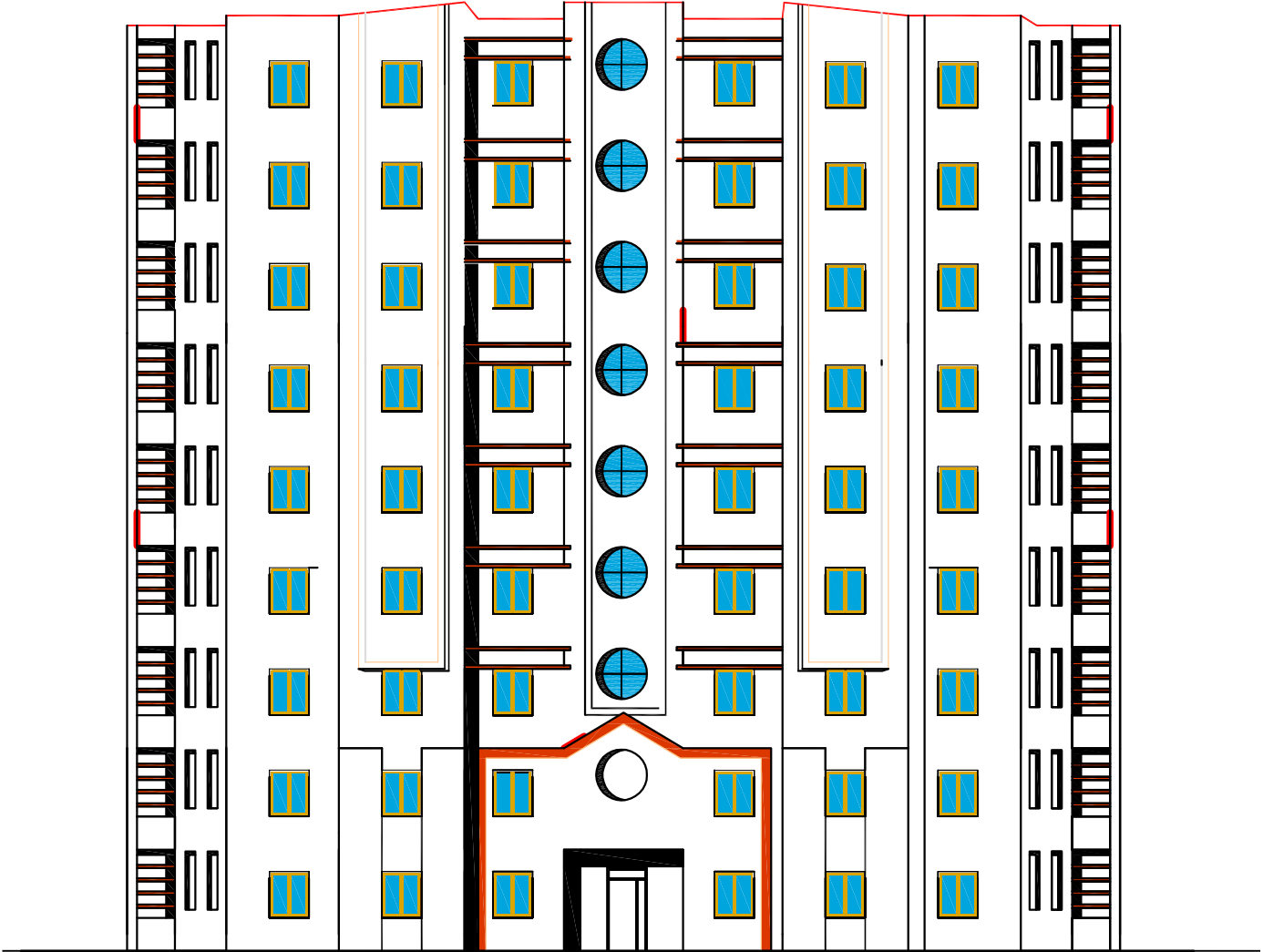




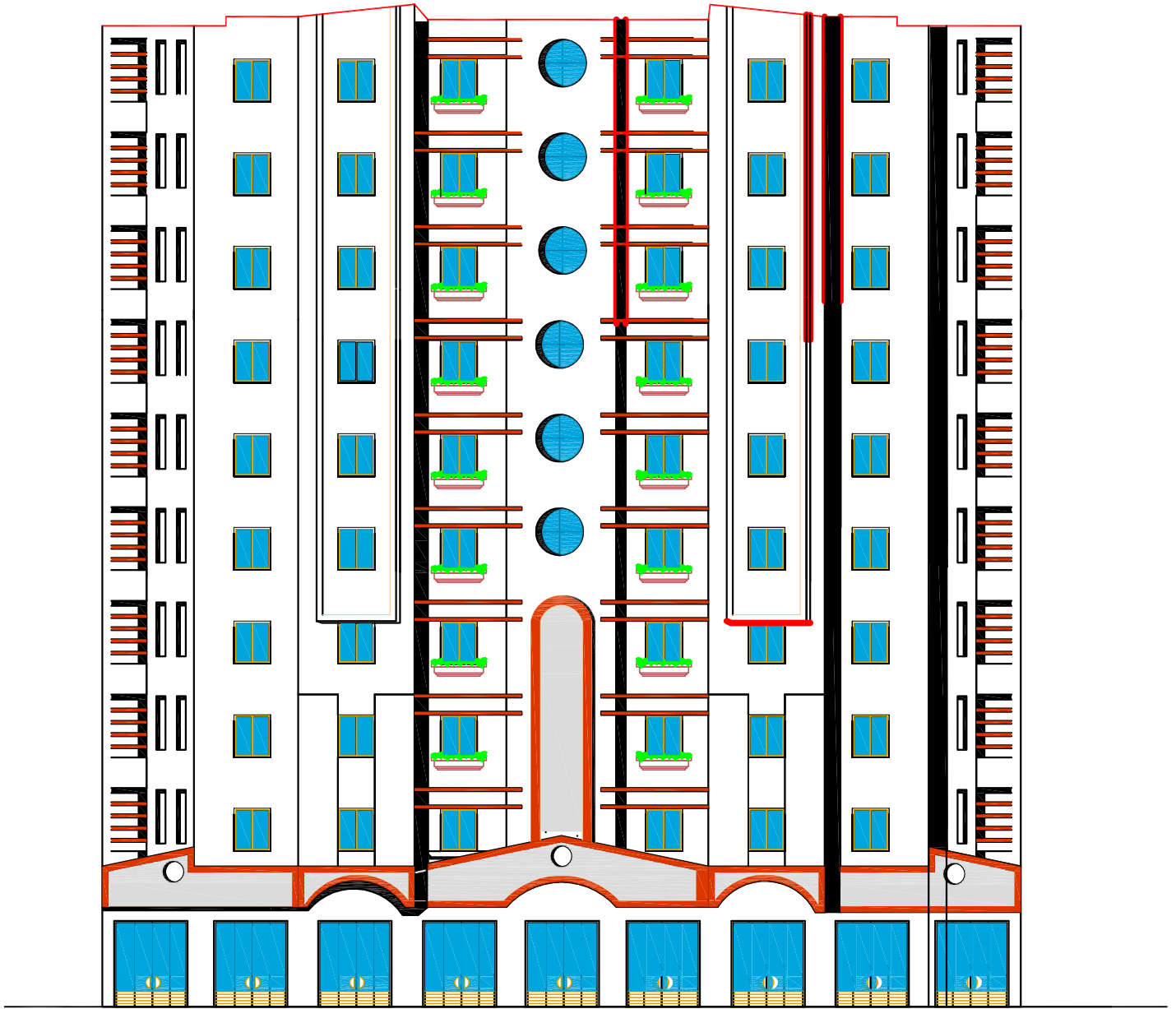
PLAN DE TERRASSE



coupe A-A



FACADE ARRIERE



FACADE PRINCIPALE

Introduction Générale

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+8étages +entre sols) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (voiles et portiques) en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...). Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Dans notre projet la longueur de la structure presque le double de sa largeur, ce qui engendre une différence de rigidité d'un axe à autre ainsi que la présence des ouvertures en deux cotés de la structure sur les plans d'architecture nous mettra en difficulté afin de trouver une disposition optimale des voiles.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architectures de la structure, les chapitres suivants montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque éléments de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés.

Chapitre I

**Présentation et description
de l'ouvrage**

I-1- Introduction :

Le présent projet consiste en l'étude complète des éléments résistants, d'un bâtiment à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya de TIZI-OUZOU, classée zone de moyenne sismicité –zone II_a- selon le RPA99 .ver2003.

La structure est contreventée par des voiles et composée de :

- ❖ Entre sol a usage de parking pour voitures
- ❖ Rez-de-chaussée à usage d'habitation (RDC)
- ❖ Huit étages à usage d'habitation
- ❖ Une cage d'escalier
- ❖ Cages d'ascenseur

I-2- Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte, en portique (poteaux-poutres) et voiles de contreventement. Les dimensions de l'ouvrage sont comme suit :

- Longueur totale 30,00 m
- Largeur totale 17,30 m
- Hauteur total 31,62 m
- Hauteur du sous-sol 04,08 m
- Hauteur du RDC 03,06 m
- Hauteur des étages courant 03,06 m
- Hauteur de l'acrotère 0,60 m

I-3 Les éléments constituant l'ouvrage :**I-3-1 L'ossature :**

L'ossature du bâtiment est composée de portiques en poteaux-poutres et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), formant un système de contreventement rigide stabilisant la structure vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

I-3-2 Planchers :

Le plancher est une partie horizontale du bâtiment de la construction. Il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment et d'assurer deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique :** il supporte son poids propre ainsi que les surcharges et les transmet aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation** : il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

Il existe deux types de dalles dans notre structure :

- Dalle pleine en béton armé : elle est prévue au niveau de la salle machine
- Dalle en corps creux : tous les planchers sont réalisés en dalle en corps creux

I-3-3 Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. La structure étudiée comporte Escalier droit à deux volées.

I.3.4 Acrotère :

Il est en béton armé, sa hauteur est de 60cm. Il vient se greffer à la périphérie de la terrasse et a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.3.5 cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui assure l'accès à tous les étages, elle sera réalisée en béton armé coulé sur place.

I.3.6 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique, pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.3.7 Maçonnerie :

Deux murs se présentent dans notre structure :

- Murs extérieurs** : Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparée par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique :
 $L=10+5+10=25\text{cm}$.
- Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.8 Revêtement : On opte pour

- du carrelage, pour les planchers et les escaliers.
- de la céramique, pour la salle d'eau et les cuisines.
- un enduit en ciment, pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- du plâtre, pour les cloisons intérieures et pour les plafonds.

I.3.7 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 du type des fondations dépend des caractéristiques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Béton :

a. Dosage du béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Du point de vue mécanique, il est défini par sa résistance à la compression. Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de Ciment Portland 425 (CPJ425).

A titre indicatif, 1 m^3 de béton armé est composé comme suit :

- Sable.....380à450l (dg< 5mm)
- Gravillon.....750 à 850 l (dg<25mm)
- Ciment.....350 kg
- Eau.....150 à 200 l

Le béton obtenu a une masse volumique de 2500 kg/m^3 .

Remarque : pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport : $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: le dosage en eau est trop élevé, ce qui conduit à un fort retrait.

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: il y a insuffisance d'eau, ce qui conduit à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

b. Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées D'une hauteur double à son diamètre ($H = 32 \text{ cm}$, diamètre 16 cm)

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j \implies 50%

- A 7 j \implies 70%
- A 14 j \implies 80%
- A 21 j \implies 90%
- A 28 j \implies 99%

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit: **(Art 2-1 11 BAEL91, modifié en 99)**.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour: } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour: } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

c. Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, comparée à sa résistance à la compression. Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot (25) = 2.1$

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

d. Module de déformation longitudinale :

- Le module de déformation instantanée est définie par : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

Pour notre cas : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164 \text{ MPa}$.

- Le module de déformation différée est défini par : $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$

Pour notre cas $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86\text{MPa}$.

e. Module de déformation transversale :

- Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

où :

E : est le module de Young.

ν : le coefficient de Poisson, défini par l'article **A.2.13 du BAEL 91** :

$$\nu = 0,2 \left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELS (béton non fissuré).} \\ \nu = 0 \quad \text{à l'ELU (béton fissuré).} \end{array} \right.$$

f. Les contraintes limites :

✓ **État limite ultime « ELU »**

La contrainte limite à la compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ_b : Coefficient partiel de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ en situation courant} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ dépend de la durée d'application des charges.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \implies t > 24h \\ \theta = 0.9 & \implies 1 < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \implies t < 1h \end{array} \right.$$

- **Cas courant:** $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$
 $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$
- **Cas accidentelle:** $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$
 $f_{bc} = 21.74 \text{ MPa.}$

✓ **Etat limite de service « ELS »**

La contrainte admissible :

$$\sigma = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Diagrammes des contraintes – déformations à ELU :

A L'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

A L'ELS La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique

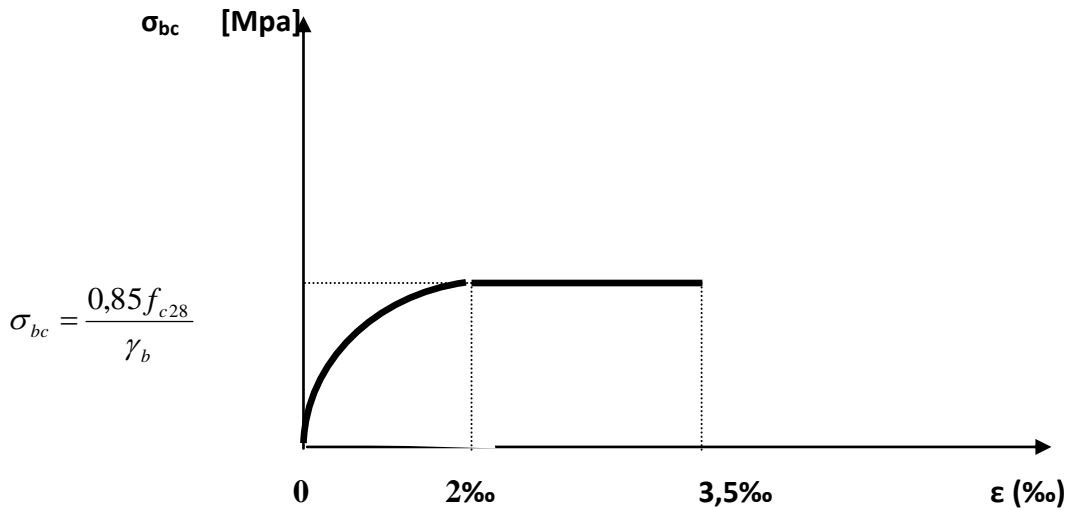


Fig. I-1 : Diagramme contraintes- déformations (ELU)

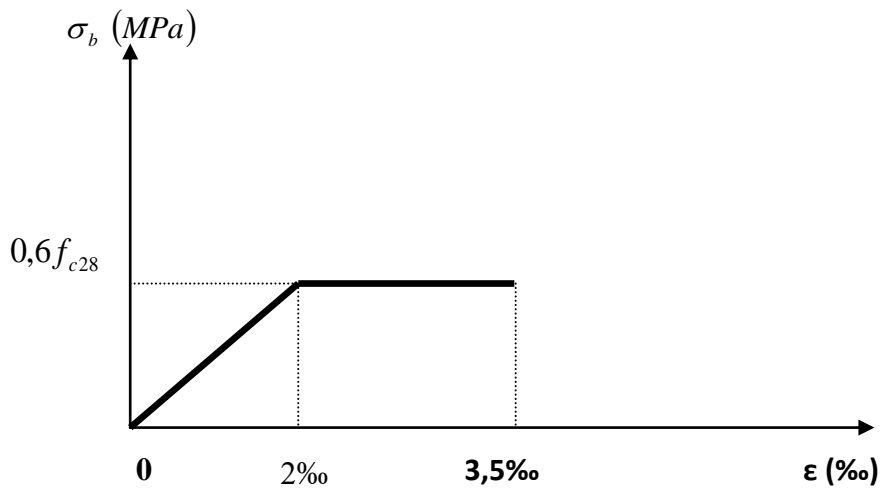


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS)

✓ **Contrainte limite de cisaillement**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\} \implies \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} \implies \text{fissuration préjudiciable ou fissuration très préjudiciable.}$$

I.4.2 Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (environ 95% de fer et 4 % à 5% de carbone).

a. Caractéristique des aciers utilisés :

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudé TLE520	520	1.3	1
Haute adhérence Fe E400	400	1.6	1.5

Tableau I .1.Caractéristique des aciers utilisés

b. Module d'élasticité longitudinale :La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$ **Art A.2.2.1 BAEL 91**

✓ Coefficient de Poisson :
 $\nu = 0.3$

c. Les contraintes limites :

✓ **Contrainte limite ultime « ELU »**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Art A.4.3.2 BAEL 91}$$

Avec:

σ_{st} : contrainte admissible de l'acier

f_e : sa limite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- Pour un acier Fe E400 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa, en situation courante.} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa, en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

✓ **Contrainte limite de service : « ELS »**

➤ Fissuration peu nuisible : BAEL91 Art 4.5, 32

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

➤ Fissuration préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 33

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ [MPa]}$$

➤ Fissuration très préjudiciable : BAEL91 Art 4.5, 34

$$\sigma_{st} = \min (0,5f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ [MPa]}$$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \implies \text{fissuration préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \implies \text{fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.5. Protection des armatures :

Afin d'éviter la corrosion des armatures, il est nécessaire de les enrober de béton avec une épaisseur « c » qui est d'une valeur : $c \in [1 \text{ cm} ; 5 \text{ cm}]$, selon l'environnement où l'ouvrage sera implanté.

Pour notre cas :

$c = 3 \text{ cm}$, pour les éléments exposés aux intempéries.

$c = 2 \text{ cm}$, pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure.

I.6. Présentation de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de comprendre au mieux le comportement réel de l'ouvrage, vis-à-vis des différentes sollicitations notamment, l'effort sismique. Pour cela, l'utilisation d'outil informatique qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile. On peut donc éviter les calculs manuels laborieux.

Pour le calcul de la structure, nous utiliserons le logiciel ETABS.

Ce logiciel permet le calcul et la conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments.

I.7 Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles suivantes :

- **BAEL91, modifié en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant les États Limites.
- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- **DTR.BC-22** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et charges d'exploitations).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les poteaux et les voiles.

II.2 Les planchers :

a) Planchers à corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : hauteur du plancher.

L_{\max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles. le RPA exige min $(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa on prend min = 25 cm

$L_{\max} = 340 - 25 = 315$ cm, d'où : $h_t \geq 315/22.5 = 14$ cm.

- On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 16 + 4$ cm.

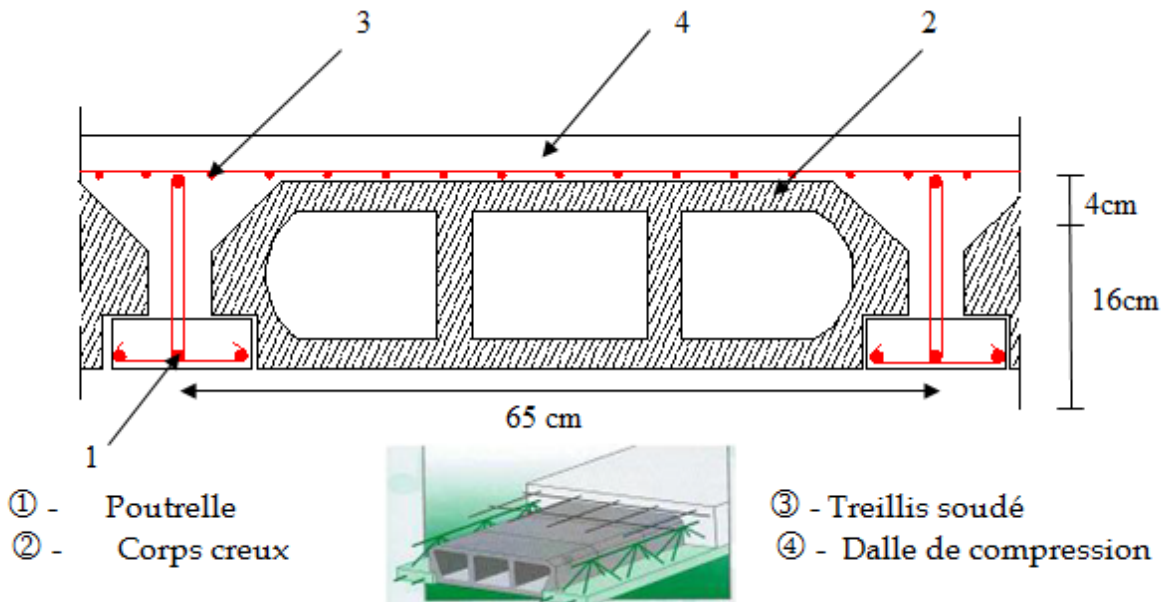


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

b) Plancher en dalle pleine :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible, par rapport aux autres dimensions. Elles reposent sur 2, ou 3 ou bien 4 appuis. L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

b.1. Condition de la résistance à la flexion :

Panneau rectangulaire portant dans les deux sens : $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 30$
- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 40$

Panneau rectangulaire portant dans un seul sens : $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

- Panneau rectangulaire isolé : $e \geq L_x / 20$
- Panneau rectangulaire continue : $e \geq L_x / 25$

avec :

L_x est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Etude de (la salle machine) :

Données : $L_x = 1.30$ m et $L_y = 2.60$ m.

On aura : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{2.60} = 0.5$ $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.5 \leq 1$

Donc, nous aurons un panneau de dalle isolé portant dans **les deux sens**, son épaisseur est telle que :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm, d'où : } \boxed{e = 5 \text{ cm}}$$

b.2. Etude au feu :

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures, d'où : $\boxed{e = 13 \text{ cm}}$

b.3. Etude à l'isolation acoustique :

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$e_p \geq \max(9 \text{ cm} ; 11 \text{ cm} ; 13 \text{ cm})$.

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on opte pour des dalles pleines d'une épaisseur :

$$e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Les poutres :

Le dimensionnement des poutres se fait par le règlement BAEL 91, modifié en 99, par la condition de la flèche. Le dimensionnement doit être vérifié par le RPA, version 2003 (**Art 7.5.1**).

Il est donné comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \text{ Largeur: } b \geq 20\text{cm.} \\ 2. \text{ Hauteur: } h \geq 30\text{cm.} \\ 3. \text{ Le rapport : } h/b \leq 4. \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

Hauteur :

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

L : la portée libre de la plus grande travée, dans le sens considéré.

Largeur :

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

II.3.1. Poutre principale :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm} \implies \frac{400}{15} < h \leq \frac{400}{10} \implies 26.67 \text{ cm} < h \leq 40 \text{ cm.}$$

On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$

Largeur b :

$$0.4 \times 35 < b \leq 0.7 \times 35 \implies 14 \text{ cm} < b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

- Pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adopte la valeur de « **b = 30cm** ».

La section des poutres principales est donc: (30,35) cm².

• **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée.

$h/b = 1.16 < 4 .0$Condition vérifiée.

II.3.2 Poutre secondaire :

Hauteur h :

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm} \implies \frac{315}{15} < h \leq \frac{315}{10} \implies 21 < h \leq 31.5$$

Soit : **$h = 30 \text{ cm}$**

Largeur b :

$$0.4 \times 30 < b \leq 0.7 \times 30 \implies 14 \text{ cm} < b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour les mêmes raisons suscitées, on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

• **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h = 30 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée.

$h/b = 1.16 < 4 .0$Condition vérifiée.

Conclusion :

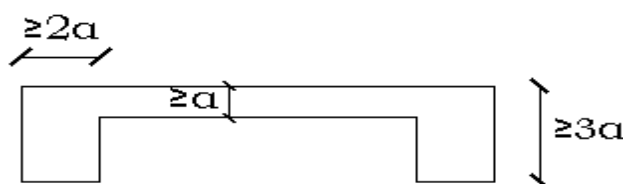
Poutres principales : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.4 Les voiles :

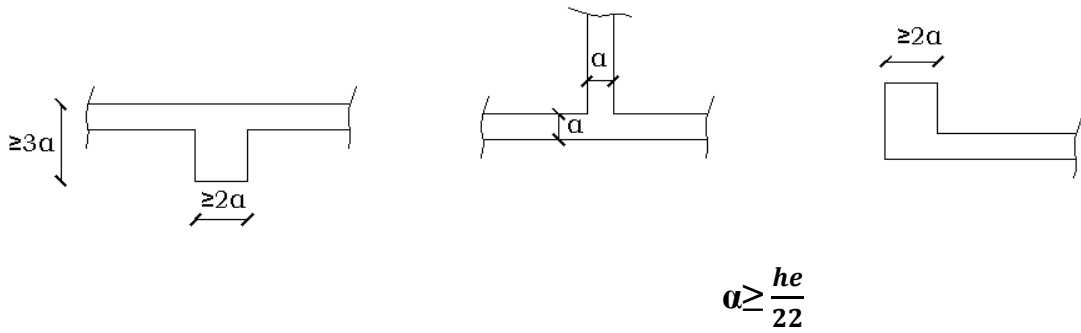
Le voile est un élément rigide en béton armé, coulé sur place. Son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et de la condition de rigidité aux extrémités. Son épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas



$$\alpha \geq \frac{he}{25}$$

2^{ème} cas



3^{ème} cas

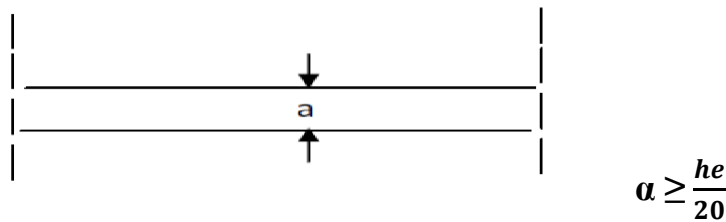


Figure II.2: Coupe des voiles en plan.

Pour notre cas, on prend : $a = \frac{he}{20}$

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 au RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

he_{max} : La hauteur libre max. des niveaux $\alpha \geq he_{max}/20$

pour la RDC

$$he_{max} = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \alpha \geq \frac{388}{20} = 19.4$$

Soit: **a = 20 cm**

Pour les autres niveaux

$$he_{max} = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \alpha \geq \frac{286}{20} = 14.3$$

Soit: **a = 20 cm**

- **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.

$$\left. \begin{array}{l} a = 20 \text{ cm} \\ a \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Largeur des voiles :

$$L \geq 4a$$

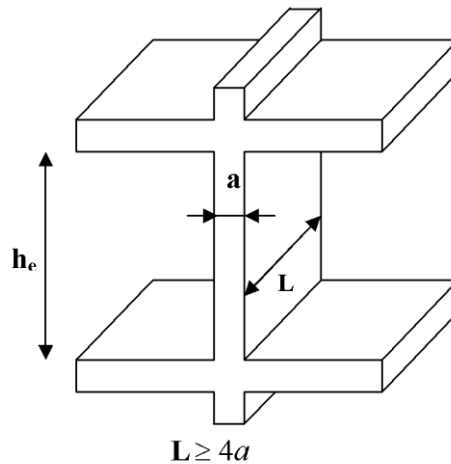


Figure II.3: Coupe de voile en élévation

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1), un élément est considéré comme un voile, si la condition suivante: $l \geq 4a$ est vérifiée. Dans le cas contraire, l'élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec : l : portée minimale du voile,

a : épaisseur du voile.

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition : $l_{\min} \geq 4e$.

$4e = 80 \text{ cm}$ soit $l_{\min} \geq 80 \text{ cm}$

II.5 Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l’ELS en compression simple, avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec : N_s : effort repris par le poteau
 G : Charge permanente
 Q : Charge d’exploitation

En supposant que seul le béton reprend l’effort normal, la section du poteau est donnée par la formule :

$$S > \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

II.5.1 Surface d’influence :

C’est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

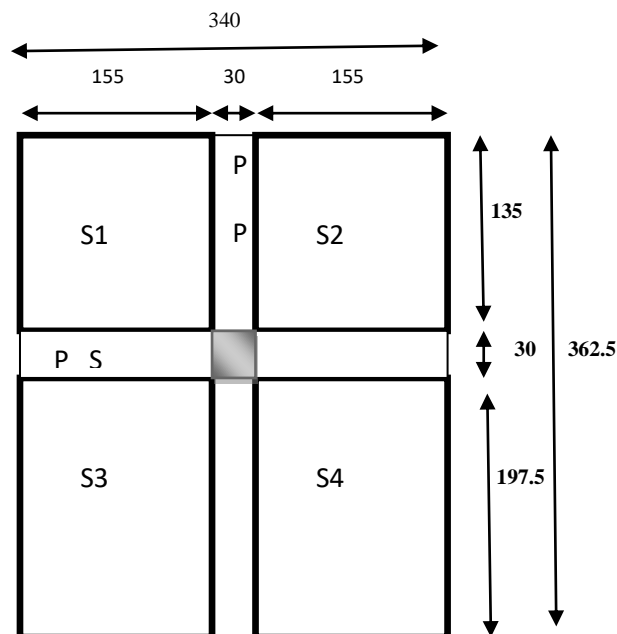


Figure II.4 : Surface d’influence du poteau le plus sollicité

• **Section nette:**

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

$$S = (155 \times 135) + (155 \times 135) + (155 \times 197.5) + (155 \times 197.5) = 103075 \text{ cm}^2$$

$$S = 10.3 \text{ m}^2$$

• **Section brute :**

$$S = 340 \times 362.5 = 123250 \text{ cm}^2$$

$$S = 12.32 \text{ m}^2$$

II.5.2 Détermination des charges et surcharges :

Le poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations est donné par le DTR BC 22.

A. Charge permanente :

• **Plancher terrasse :**

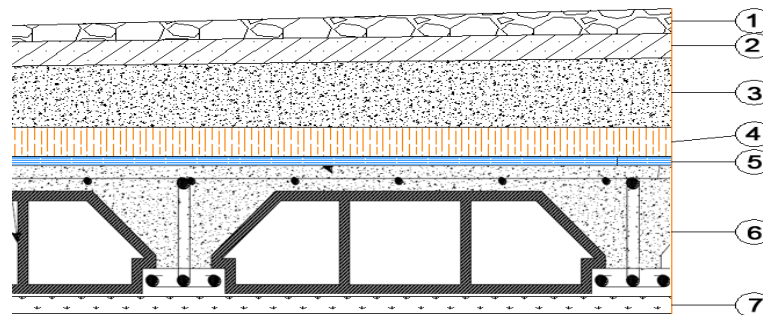


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Couche de gravillon	5	1.00
2- Étanchéité multicouche	2	0.12
3- Béton en forme de pente	5	1.54
4- Feuille de Polyane	/	0.01
5- Isolation thermique	/	0.16
6- Plancher à corps creux	(16+4)	2.8
7- Enduit plâtre	2	0.2
Total		5.83

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse

- Plancher d'étage courant :

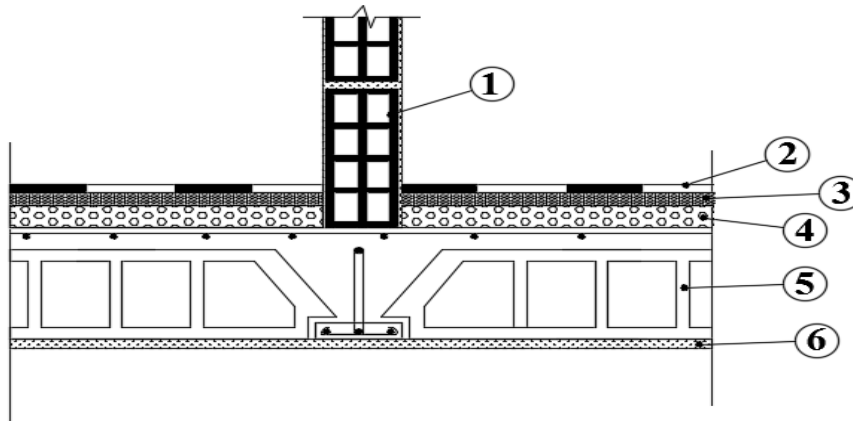


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1 - Cloison de séparation	10	1.00
2- Revêtement en carrelage	2	0.40
3- Mortier de pose	3	0.60
4- Couche de sable	3	0.66
5- Plancher en corps creux	16+4	2.80
6- Enduit en plâtre	2	0.20
Total		5.66

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

- Les murs extérieurs

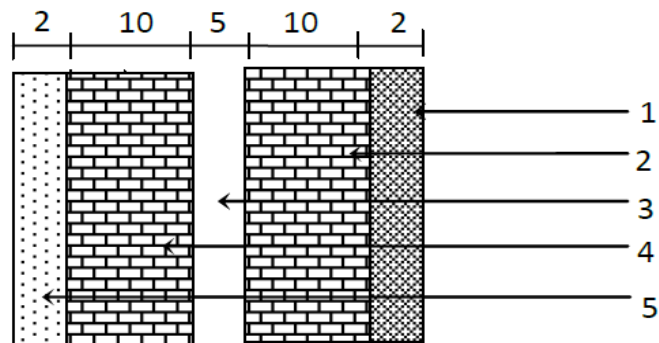


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	2	0.36
2- Brique creuse intérieur	10	0.90
3- lame d'air	5	/
4- Brique creuse extérieur	10	0.90
5- Enduit en plâtre	2	0.20
Total		2.36

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur.

• Les murs intérieurs

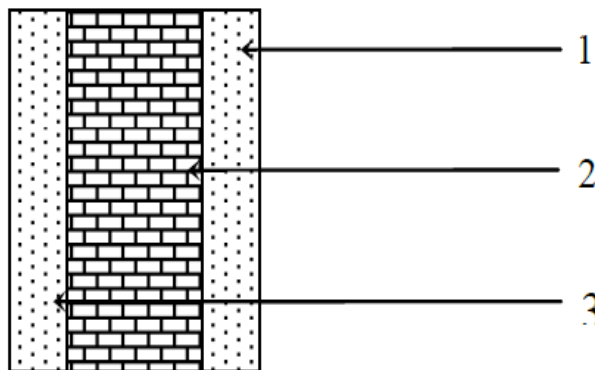


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Enduit et plâtre	2	0.20
2- Brique creuse	10	0.90
3- Enduit et plâtre	2	0.20
Total		1.30

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur intérieur

• L'acrotère :

$$S = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.10) - \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

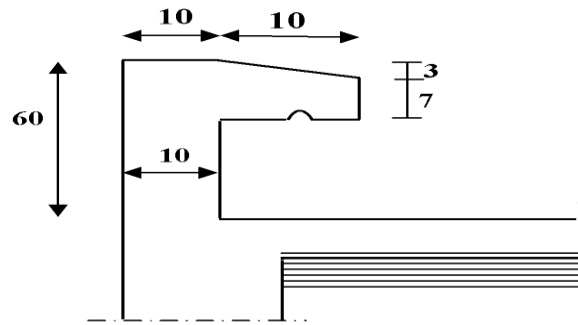


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

Récapitulatif :

- Plancher terrasse inaccessible : $G_{p.t} = 5.83 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation: $G_{p.é.c} = 5.66 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC à usage d'habitation : $G_{p.RDC} = 5.66 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher entre sol : $G_{p.ss} = 5.66 \text{ KN/m}^2$.
- L'acrotère : $G_{acr} = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

- **Poids propre des éléments :**

- **Poutres :**

- Poutre principale :

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.35 + 1.975) = 8.728 \text{ kN}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times (1.55 + 1.55) = 6.975 \text{ kN}$$

Poids total: $P = P_{pp} + P_{ps} = 8.728 + 6.975 = 15.703 \text{ kN}$

- **Poids des poteaux :**

pour l'étage courant :

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ kN}$$

pour le s sol

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.375 \text{ kN}$$

- **Poids des planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt} = G \times S = 5.83 \times 10.3 = 60.049 \text{ kN}$$

- Plancher d'étage courant :

$$P_{pc} = G \times S = 5.66 \times 10.3 = 58.298 \text{ kN}$$

B. Les surcharges :

Elles sont résumées dans le tableau ci-après

Élément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	1.5
Plancher sous sol	2.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.5: Charges d'exploitations.

II.5.3 Loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ($n \geq 5$), on doit tenir compte de la dégression pour les différentes surcharges d'exploitation.

Sous-sol : $Q \times S = 2.5 \times 10.3 = 25.75$ KN

Rez-de-chaussée: $Q \times S = 1.5 \times 10.3 = 15.45$ KN

Etage courant:..... $Q \times S = 1.5 \times 10.3 = 15.45$ KN

Terrasse: $Q \times S = 1.0 \times 10.3 = 10.3$ KN

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
8	Q_0	10.3
7	$Q_0 + Q_1$	25.75
6	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	39.655
5	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	52.015
4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	62.83
3	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	72.1
2	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	79.825
1	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	87.5191
RDC	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	95.584
SS	$Q_0 + 0.66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	108.871

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal	Section (cm ²)	
	$G_{plancher}$	G_{pout}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	Q_{planch}	Q_{cum}		$N_s = G + Q$	S trouvé
8	60.049	15.703	0	75.75	75.75	10.3	10.3	86.05	57.37	40x40
7	58.298	15.703	4.781	78.78	154.53	15.45	25.75	180.28	120.18	40x40
6	58.298	15.703	4.781	78.78	233.31	15.45	41.2	274.51	183	40x40
5	58.298	15.703	4.781	78.78	312.09	15.45	56.65	368.74	245.82	40x40
4	58.298	15.703	4.781	78.78	390.88	15.45	72.1	462.98	308.65	45x45
3	58.298	15.703	4.781	78.78	469.66	15.45	87.55	557.21	371.47	45x45
2	58.298	15.703	4.781	78.78	548.44	15.45	103	651.44	434.29	45x45
1	58.298	15.703	4.781	78.78	627.22	15.45	118.45	745.67	497.11	50x50
RDC	58.298	15.703	4.781	78.78	706.01	15.45	133.9	839.90	559.93	50x50
SS	58.298	15.703	6.375	80.37	786.38	25.75	159.65	946.03	630.68	50x50

Tableau II.7 : Dimensions des poteaux

II.5.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA :

a. Vérification des sections des poteaux (Art B.8.3.31 / BAEL 91, modifié en 99) :

Poteau	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau II.8 : Vérification des sections selon RPA

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

S.sol, RDC, Niv 1	—————→	50x50
Niveau 2, 3, 4	—————→	45x45
Niveau 5, 6, 7, 8	—————→	40x40

b. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$).

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \frac{B}{\sqrt{12}}$

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

l_0 : longueur libre du poteau.

Ce qui nous donne : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times l_0}{b}$

	10=306	10=306	10=306
Section de poteau [cm ²]	40x40	45x45	50x50
λ	18.55	16.49	14.84

Tableau II.9. Vérification au flambement

- 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.

Résumé :

Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur (**RPA 99 ; BAEL 91**), on adopte les valeurs finales suivantes :

-Les planchers :

- $(16+4) \text{ cm} \Rightarrow e=20\text{cm}$

-Les poutres :

- les poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- les poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

-Les voiles :

Une épaisseur de 20 cm

-Les poteaux :

- Poteaux du sous-sol jusqu'à 1^{ère} étage $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux d'étages courants du 2^{ème} jusqu'à 4^{ème} étage $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux d'étages courants du 5^{ème} et 8^{ème} étage $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA version 2003**.

III.1. Les planchers

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place ($ep= 4\text{cm}$), armé d'un quadrillage de barres (Treillis soudés **TL520** avec $f_e= 520 \text{ MPa}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaire aux poutrelles A_{\perp}

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

l : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63\text{cm}^2$

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

- Armatures parallèles aux poutrelles $A_{//}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$ Avec : $e=20\text{cm}$

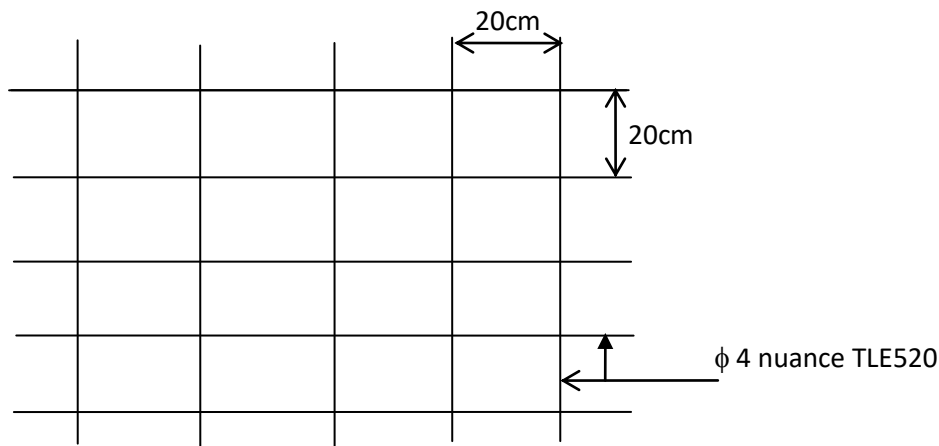


Figure III.1.1 : Treillis soudés (20×20)cm²

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (200×200).

III.1.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes :

A. Avant coulage de la table de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

➤ Poids propre de la poutrelle

$$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids du corps creux

$$G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids total

$$G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

➤ surcharge de l'ouvrier

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

❖ Calcul à L'ELU :

➤ Dimensions

$b = 12 \text{ cm}$ Largeur de la poutrelle

$h = 4 \text{ cm}$ Hauteur de la poutrelle

$c = 2 \text{ cm}$ Enrobage

$d = 2 \text{ cm}$ Hauteur ultime

➤ **Combinaison de charge**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = \mathbf{3.8 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = \mathbf{4.38 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.8}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} \cdot 10^{-3} = 5.57 > 0.394$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow \mathbf{S.D.A}$$

Remarque :

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaire

B. Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise aux charges uniformément réparties.

➤ **Dimensionnement**

$b = 65 \text{ cm}$ Distance entre deux axes de deux poutrelles

$h = (16 + 4) \text{ cm}$ Hauteur de plancher en corps creux

$b_0 = 12 \text{ cm}$ Largeur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la dalle de compression

b_1 : Débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

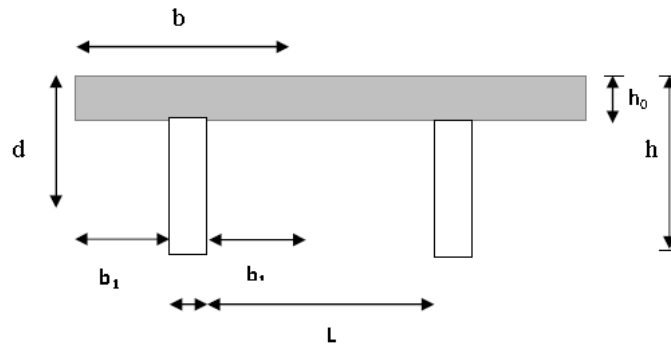


Figure III.1.2 : dimensions de la poutrelle

_ plancher a usage d’habitation _

➤ **Chargements :**

Charge permanente	$G = 5.66 \times 0.65 = 3.679 \text{ kN/ml}$
Charge d’exploitation	$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

➤ **Combinaison d’action**

- **ELU :** $q_u = 1.35 \times 3.679 + 1.5 \times 0.975 = 6.429 \text{ kN/ml}$
- **ELS :** $q_s = 3.679 + 0.975 = 4.654 \text{ kN/ml}$

➤ **Choix de méthode de calcul**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher à l’aide des trois méthodes usuelles :

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

➤ **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

La valeur de la surcharge d’exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3.679 = 7.357 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Fissuration est considérée comme non préjudiciable**Condition vérifiée**
- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées **Condition vérifiée**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

On a : $(\frac{3}{3.4}, \frac{3.4}{3.4}, \frac{3.4}{3.3}, \frac{3.3}{3.4}, \frac{3.4}{3.3}, \frac{3.3}{3.4}, \frac{3.4}{3.4}, \frac{3.4}{3}) = (0.88 ; 1 ; 1.03 ; 0.97 ; 1.03 ; 0.97 ; 1 ; 1.133)$

$0.8 < (0.88 ; 1 ; 1.03 ; 0.97 ; 1.03 ; 0.97 ; 1 ; 1.133) < 1.25 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

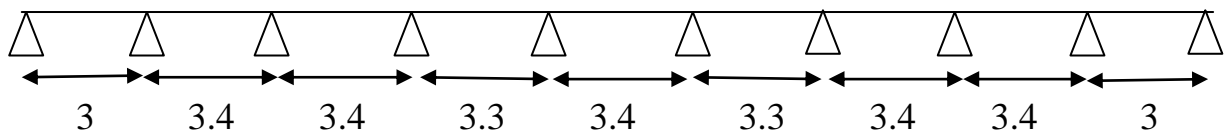


Figure III.1.3 : Schémas statique des poutrelles

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport (α) des charges d’exploitation à la somme des charges permanentes et d’exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

dont : L : longueur entre nus des appuis.

MW : Valeur absolue du moment sur l’appui de gauche ;

Me : Valeur absolue du moment sur l’appui de droite ;

Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs MW, Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

$$Mt \geq \max\{1,05 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1-0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2-0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans la travée de rive}$$

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées ;

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.

➤ Application de la méthode :

Calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{3.679+0.975} = 0.209 \implies \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right) \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELU :

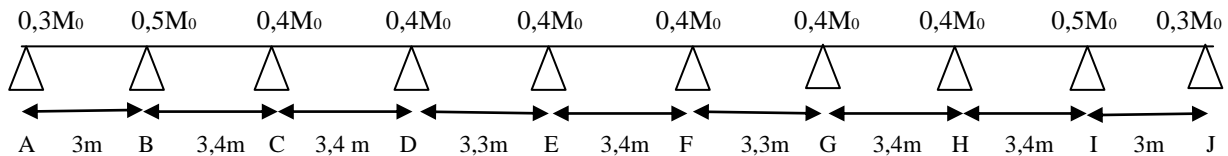


Figure III.1.4 : schéma des moments isostatique de la poutrelle.

➤ Calcul des moments fléchissant :

Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = M_{09} = 6,429 \times \frac{(3)^2}{8} = 7,232 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{07} = M_{08} = 6,429 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 9,29 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = M_{06} = 6,429 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 8,75 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = M_J = 0,3 M_{01} = 2,17 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_I = 0,5 M_{02} = 4,645 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = M_H = 0,4 M_{03} = 3,716 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

- Les travées de rives :

travée AB :

$$M_{AB}^i \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{01}$$

$$M_{AB}^i \geq \max[1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0627 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB}^t &\geq -\frac{2,17 + 4,645}{2} + (1,0627 \times 7,232) = 4,278 \text{KN.m} \\ M_{AB}^t &\geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{01} = 4,56 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } M_{AB}^t = 4,56 \text{KN.m}$$

la travée IJ :

$$M_{AB}^t = M_{IJ}^t = 4,56 \text{KN.m}$$

- Les travées intermédiaires :

travée BC

$$M_{BC}^t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{02}$$

$$M_{BC}^t \geq \max[1,05M_{02}; (1 + 0,3\alpha)M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0627 > 1,05 \quad \Longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{BC}^t &\geq -\frac{4,645 + 3,716}{2} + (1,0627 \times 9,29) = 5,69 \text{KN.m} \\ M_{BC}^t &\geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{02} = 4,93 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } M_{BC}^t = 5,69 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^t = M_{CD}^t = M_{EF}^t = M_{GH}^t = M_{HI}^t$$

travée DE :

$$\left. \begin{aligned} M_{DE}^t &\geq -\frac{3,716 + 3,716}{2} + (1,0627 \times 8,75) = 5,58 \text{KN.m} \\ M_{DE}^t &\geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{03} = 4,65 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } M_{DE}^t = 5,58 \text{KN.m}$$

$$M_{DE}^t = M_{FG}^t = 5,58 \text{KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

Travée AB :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{4,645 - 2,17}{3} + \frac{6,429 \times 3}{2} = 10,468 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{4,645 - 2,17}{3} - \frac{6,429 \times 3}{2} = -8,818 \text{KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{3,716 - 4,645}{3,4} + \frac{6,429 \times 3,4}{2} = 10,656 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{3,716 - 4,645}{3,4} - \frac{6,429 \times 3,4}{2} = -11,2 \text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} + \frac{6,429 \times 3,4}{2} = 10,93 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} - \frac{6,429 \times 3,4}{2} = -10,93 \text{KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{3,716 - 3,716}{3,3} + \frac{6,429 \times 3,3}{2} = 10,6 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{3,716 - 3,716}{3,3} - \frac{6,429 \times 3,3}{2} = -10,6 \text{KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} + \frac{6,429 \times 3,4}{2} = 10,93 \text{KN}$$

$$T_F = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} - \frac{6,429 \times 3,4}{2} = -10,93 \text{KN}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{3,716 - 3,716}{3,3} + \frac{6,429 \times 3,3}{2} = 10,6 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{3,716 - 3,716}{3,3} - \frac{6,429 \times 3,3}{2} = -10,6 \text{ KN}$$

Travée GH :

$$T_G = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} + \frac{6,429 \times 3,4}{2} = 10,93 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{3,716 - 3,716}{3,4} - \frac{6,429 \times 3,4}{2} = -10,93 \text{ KN}$$

Travée HI :

$$T_H = \frac{4,645 - 3,716}{3,4} + \frac{6,429 \times 3,4}{2} = 11,2 \text{ KN}$$

$$T_I = \frac{4,645 - 3,716}{3,4} - \frac{6,429 \times 3,4}{2} = -10,656 \text{ KN}$$

Travée IJ :

$$T_I = \frac{2,17 - 4,645}{3} + \frac{6,429 \times 3}{2} = 8,818 \text{ KN}$$

$$T_J = \frac{2,17 - 4,645}{3} - \frac{6,429 \times 3}{2} = -10,468 \text{ KN}$$

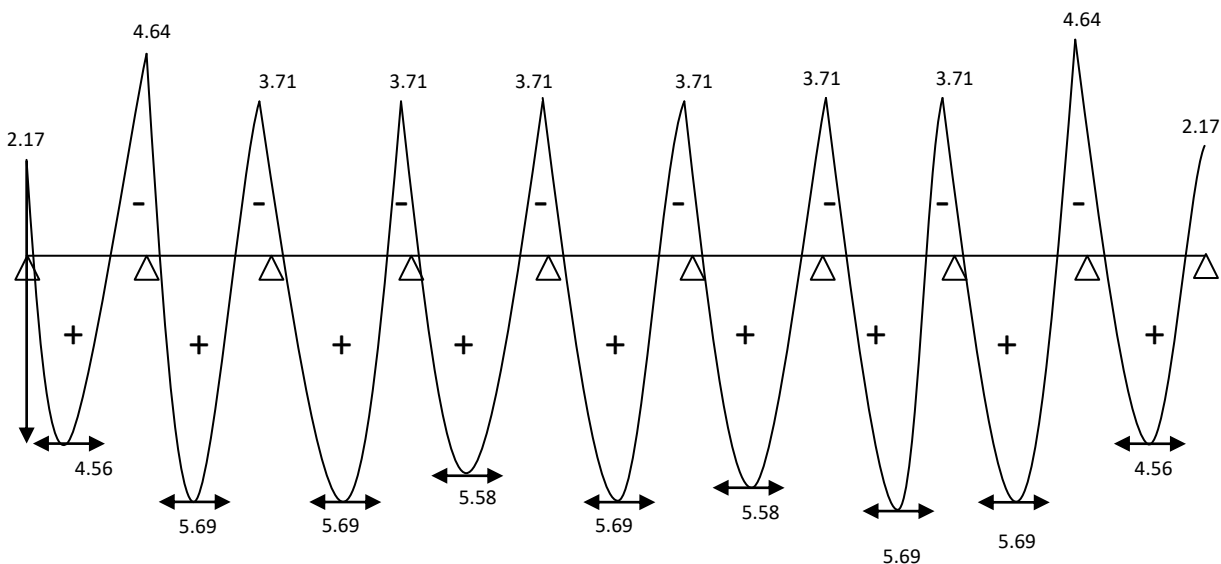


Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).

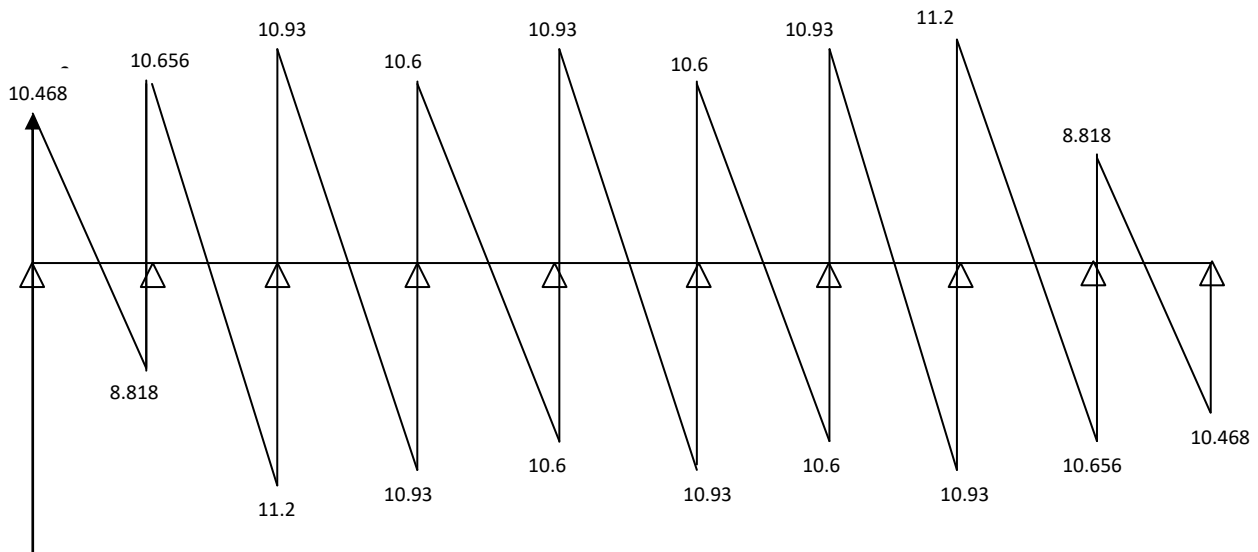


Figure III.1.6 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN).

Conclusion :

Moment max en travée : $M_{t \max} = 5.69 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 4.64 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $V_{u \max} = 11.2 \text{ KN}$

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

1) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section Té dont les caractéristiques géométriques sont :

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

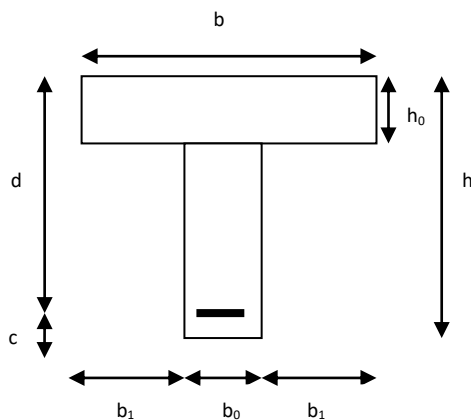


Figure III. 1. 7 : dimension de la poutrelle

En travées :

Le moment maximal en travée est :

$$M_{\max}^t = 5.69[\text{KN.m}]$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 [\text{KN.m}]$$

$$M = 59,07[\text{KNm}]$$

$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendus est négligé, la section en T se calcul comme une section rectangulaire (($\mathbf{b \times h}$) = ($\mathbf{65 \times 20}$)).

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.69 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.019 < 0.392$$

$$\mu = 0.019 < 0.392 \rightarrow S.S.A \quad \mu = 0.019 \rightarrow \beta = 0.9905$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.69 \cdot 10^3}{0.9905 \times 18 \times 348} = 0.917 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{cm}^2$$

Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{\max}^a = 4.64 \text{KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.64 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.0155$$

$$\mu = 0.0155 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.64 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.746 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$$

2) Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.2 BAEL 91

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

3) L'espaceur entre cadre :

L'espaceur est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit un espaceur $S_t = 16 \text{ cm}$.

➤ Vérification:

1. Vérification de la contrainte tangentielle : Art A5.1.2/BAEL91

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} , 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 11,2 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11,2 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,518 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,518Pa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots\dots\dots\text{«Condition vérifiée»}$$

2. Condition de non fragilité :

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

❖ *En travée :*

$$A_t = 2,35m^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots\text{«Condition vérifiée»}$$

❖ *Aux appuis :*

$$A_a = 1,57cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots\text{«Condition vérifiée»}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{11,2 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,1MPa$$

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

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

4. Influence de l'effort tranchant : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\left. \begin{aligned} \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \tau_u &= \frac{T^{\max}}{b_0d} = \frac{11200}{180 \times 120} = 0,518MPa \\ \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} = 3,33MPa \\ \tau_u &= 0,518MPa < 3,33MPa \end{aligned} \right\} \longrightarrow \dots\dots\dots\text{«Condition vérifiée»}$$

5 vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

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

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

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{11.2 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,57 < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{«Condition vérifiée»}$$

6 Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,21):

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \psi_s = 1,5 \quad (\text{HA}) \quad \bar{\tau}_s = 2,835 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

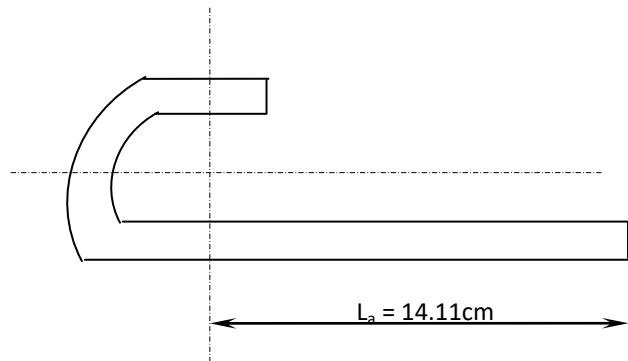
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour $\phi = 10\text{mm}$, $L_s = 35.27 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91(article. A.6.1), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crocher normale est assure lorsque la longueur de la porté ancré mesure hors croches est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 14.11 \text{ cm}$$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.



Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 4.654 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_u = 6.429 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.654}{6.429} = 0.72$$

- ELU : $q_u = 1.35 \times 3.679 + 1.5 \times 0.975 = 6.429 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_s = 3.679 + 0.975 = 4.654 \text{ kN/ml}$

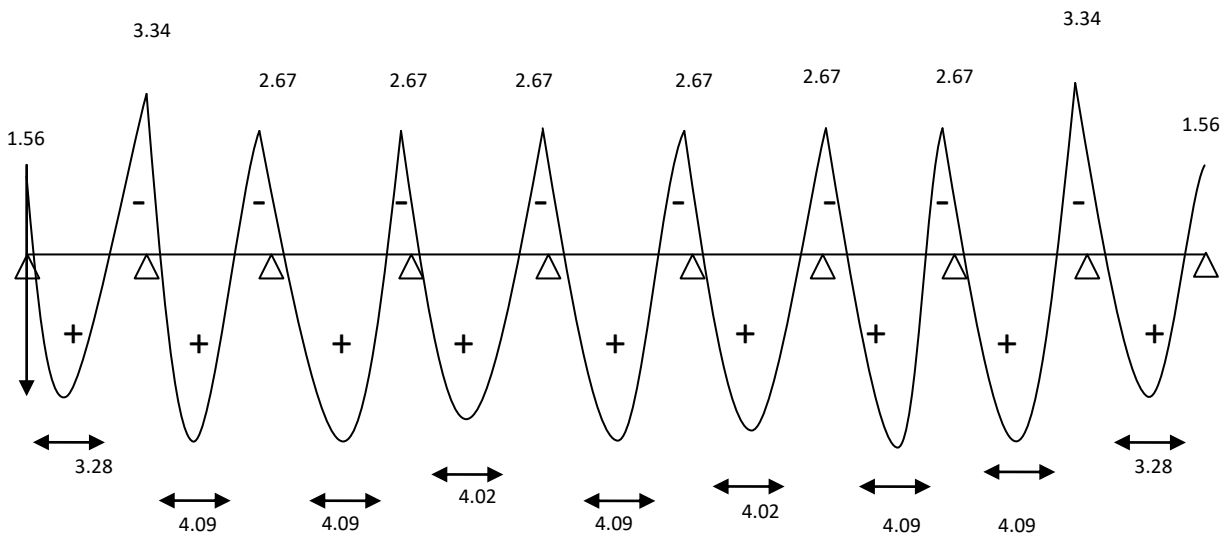


Figure III.1.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m).

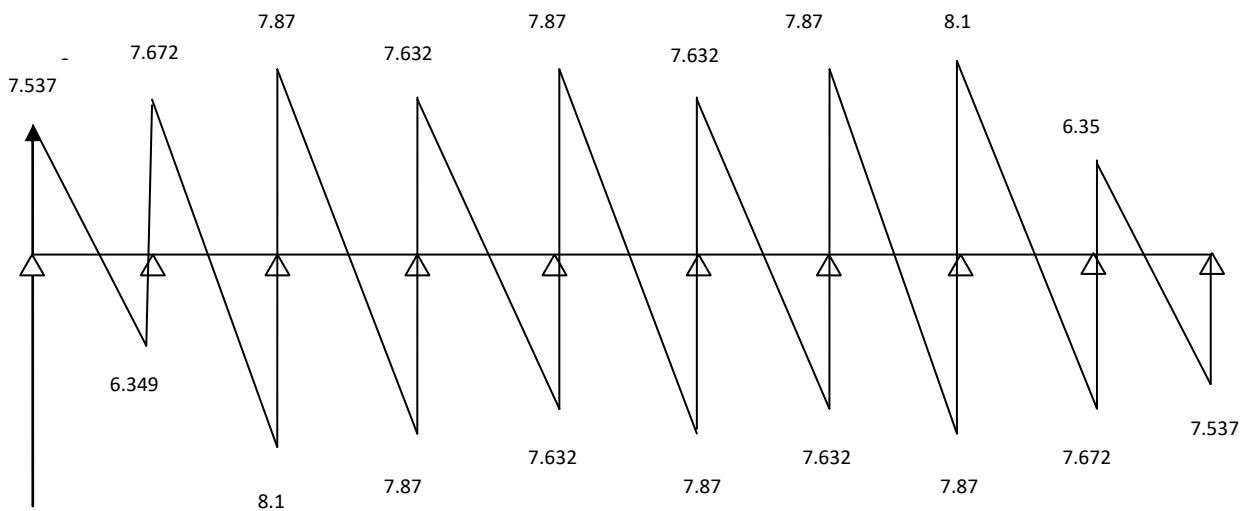


Figure III.1.9: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN).

Moment max en travée : $M_{t \max} = 4.09 \text{ KN m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 3.34 \text{ KN m}$

Effort tranchant max : $V_{s \max} = 8.1 \text{ KN}$

➤ Vérification à l'ELS

1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.877 \\ K_1 = 25.65 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{sh}}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_a = 3.34 \text{ KN m}$

$$\sigma_s = \frac{3.34 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.57} = 134.76 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{134.76}{25.65} = 5.25 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{sh}}}{\beta_1 \times d \times A} \quad ; \quad \text{Avec : } M_t^{\text{sh}} = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{4.09 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 112.89 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{112.89}{19.84} = 5.69 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.69 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche :

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{0.20}{3.4} = 0.058 > 0.044 \dots\dots\dots \llcorner \text{Condition vérifiée} \llcorner$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.058 > 0.0408 = \frac{4.09}{15 \times 6.68} \dots\dots\dots \llcorner \text{Condition vérifiée} \llcorner$

3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} = 0.0072 < 0.009 \dots\dots\dots \llcorner \text{Condition vérifiée} \llcorner$

Avec :

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

M₀ : Moment isostatique max = 6.68KN.m ; **L** : portée libre ; **M_t** : moment de flexion

b₀ : largeur de la nervure ; **A_t** = section d'acier en travée

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

Résumé : Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur ; **BAEL 91** , on adopte les armatures finales suivantes :

- Aux appuis : 2HA10
- Aux travées : 3HA10
- étriers de : Ø6

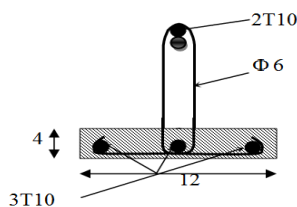
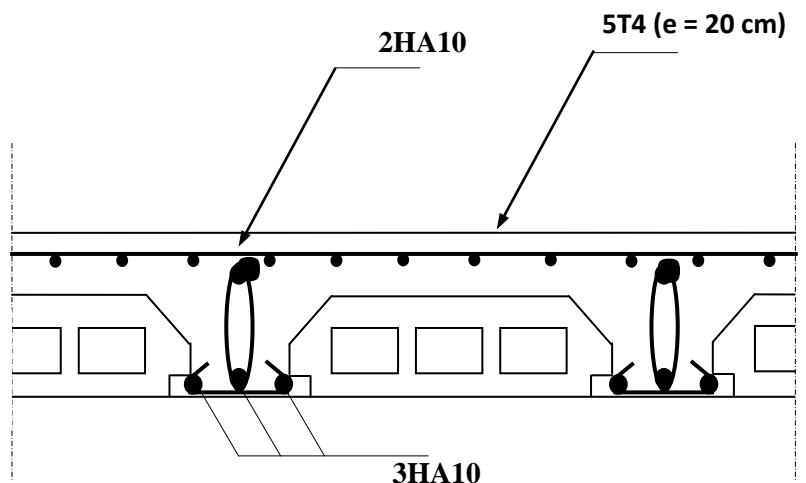


Figure III.10: Ferrailage des poutrelles.



FigIII .111 : Plan de ferrailage du plancher

III.2 Les escaliers

III.2.1 Introduction

Ce sous chapitre définit les différentes étapes de calcul d'un escalier qui sont :

- Le dimensionnement
- Calcul des efforts internes
- Le ferrailage à l'ELU
- Les vérifications à l'ELS et l'ELU

❖ Terminologie

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'étant pas exposé aux intempéries, la fissuration est considérée peu nuisible.

Notre projet présente un escalier à 2 volées et un palier intermédiaire :

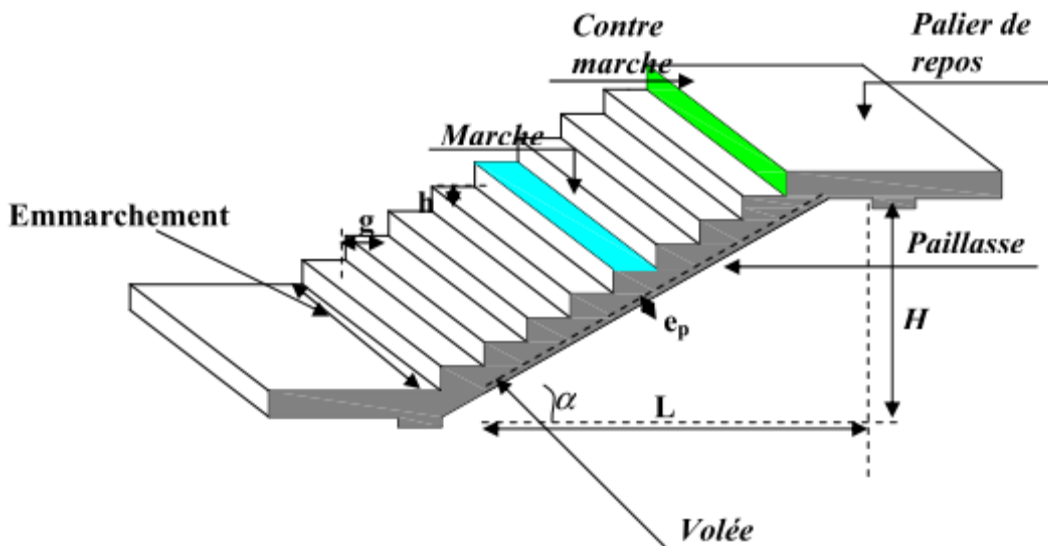


Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier.

- g : Largeur de la marche (giron)
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

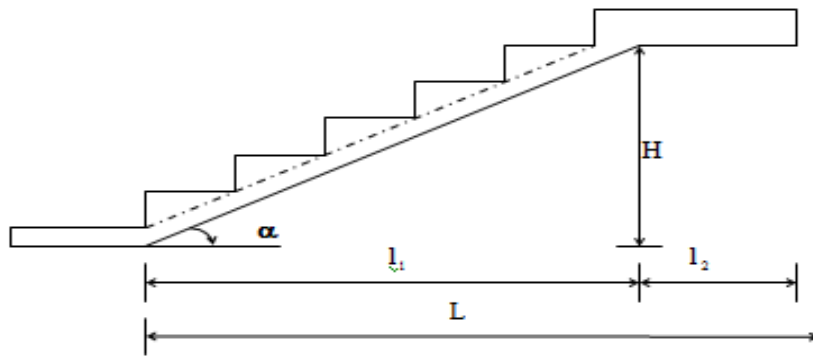


Figure III.2.2 : Coupe d'un escalier.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.2.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

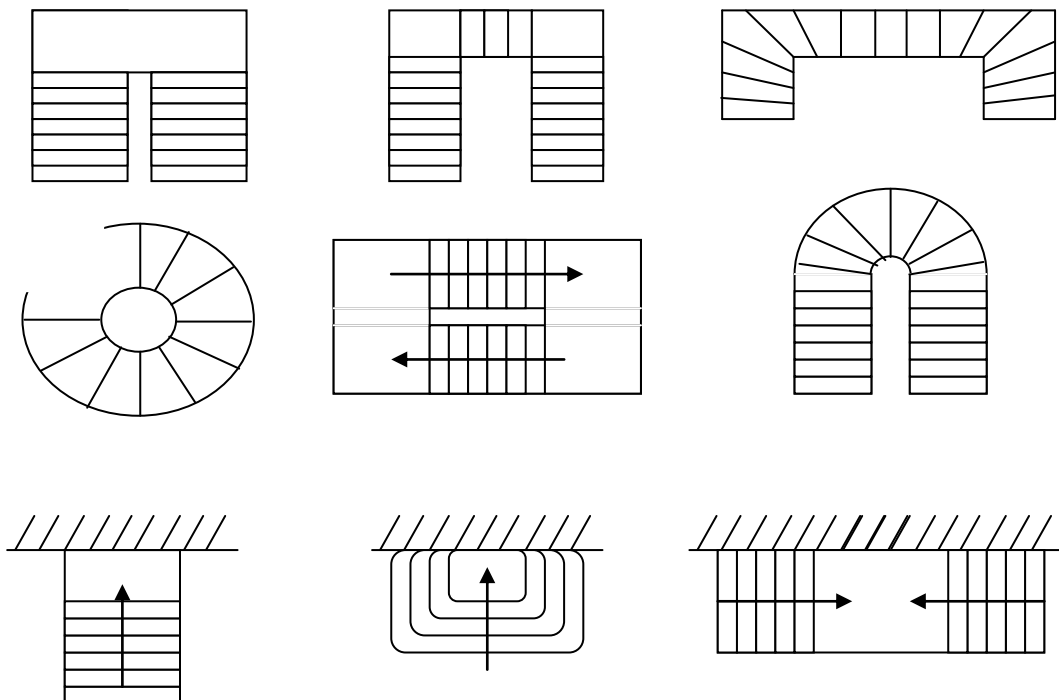


Figure III.2.3 : différents types d'escaliers

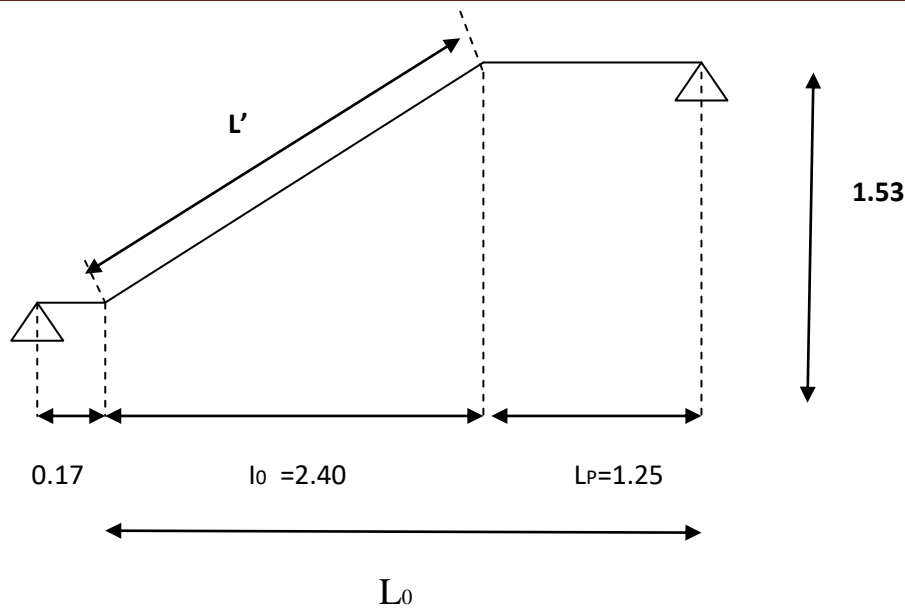


Figure III.2.4 : coupe verticale de la volée d'étage courant

III.2.3. Dimensionnement

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

❖ Hauteur de la contre marche

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend **$h = 17\text{ cm}$** .

❖ Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{On prend : } n = 9$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm} \quad \text{Donc } h = 17\text{ cm}$$

❖ Nombre de marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$m = 8$ marches

❖ Le giron :

$$g = \frac{I_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{ cm}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

❖ Etude de la volée*** Epaisseur de la paillese ep :**

ep doit vérifiée la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

L' : La portée de la paillese

$$L' = \frac{I_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{I_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

$$\text{Donc : La portée } L' = \frac{I_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$$

$$\frac{(284,7 + 125)}{30} \leq ep \leq \frac{(284,7 + 125)}{20} \Rightarrow 13,67 \leq ep \leq 20,485$$

$$\text{Soit : } ep = 20 \text{ cm}$$

On prend la même épaisseur pour le palier : $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$

III.2.4 Détermination des charges et surcharges

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

A. Les charges permanentes :

❖ **Palier**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	$0.2 \times 25 = 5$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G₁ = 6,57

Tableau III.2.1 : charge permanente du palier

❖ **Volée**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,93$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	$0.02 \times 10 = 0,2$
	G₂ = 9,825

Tableau III.2.2 : charge permanente de la volée

B. Les charges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

C. Les combinaison des charges et surcharges

❖ **États limite ultime ELU**

Palier : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 2.5 = 12.62 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5 = 17.01 \text{ kN/ml}$

❖ **États limite de service ELS**

Palier : $q_s = G + Q = 6.57 + 2.5 = 9.07 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_s = G + Q = 9.825 + 2.5 = 12.325 \text{ kN/ml}$

III.2.5 Calcul des efforts internes à l'ELU

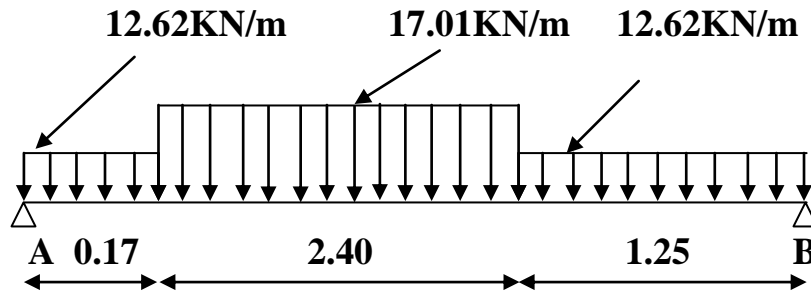


Figure III.2.5 : Schéma statique à l'ELU.

A. Les réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = + 12.62 \times 0.17 + 17.01 \times 2.40 + 12.62 \times 1.25 = 58.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3.82 \equiv 12.62 \frac{0.17^2}{2} + 17.01 \times 2.40 \times 1.37 + 12.62 \times 1.25 \times 3.195$$

$R_A = 30.87 \text{ KN}$

$R_B = 27.88 \text{ KN}$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- Effort tranchant :

Tronçon	Expression	x(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 0,17	12.62x - 30.87	0	-30.87
		0,17	-28.73
0.17 ≤ x ≤ 2.57	- 30.87 + 12.62X0.17+17.01X(x-0.17)	0.17	-28.73
		2.57	12.1
0 ≤ x ≤ 1.25	-12.62x + 27.88	0	27.88
		1.25	12.1

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant

- Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 0.17	30.87x - 12.62 x ² /2	0	0
		0.17	5.06
0.17 ≤ x ≤ 2.57	30,87x - 12,62 * 0.17(x - 0.085) - 17.01 $\frac{(x-0.17)^2}{2}$	0.17	5.06
		2.57	+25
0 ≤ x ≤ 1.25	+27.88x - 12.62 x ² /2	0	0
		1.25	25

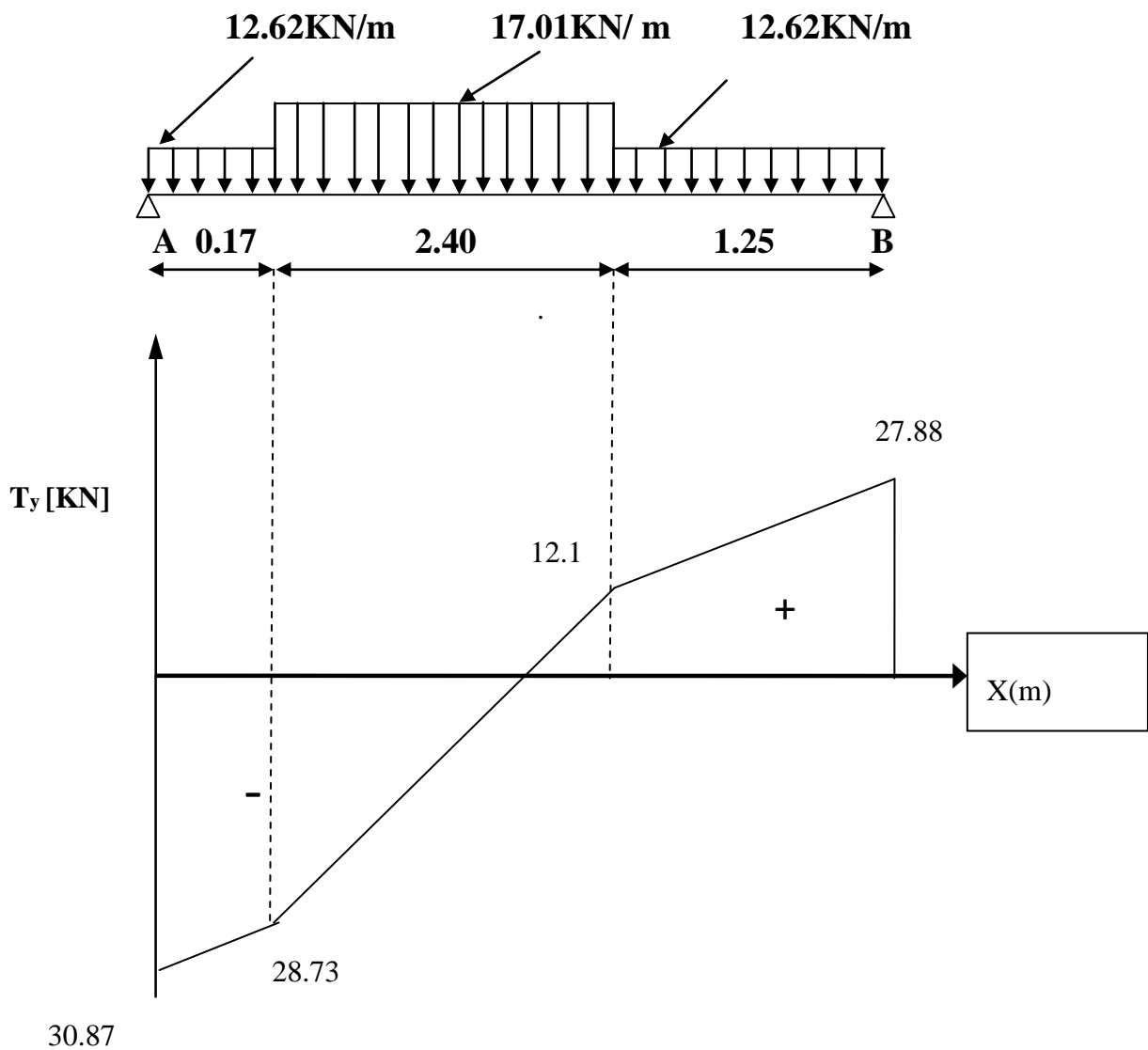
Tableau III.2.4 : Calcul des moments fléchissant

Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à $X = 1.858m$ et $M_z^{\max} = 32 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3M_z^{\max} = -9.6\text{KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 32 = 27.2\text{KN.m}$

III.2.6. Diagramme des efforts internes :



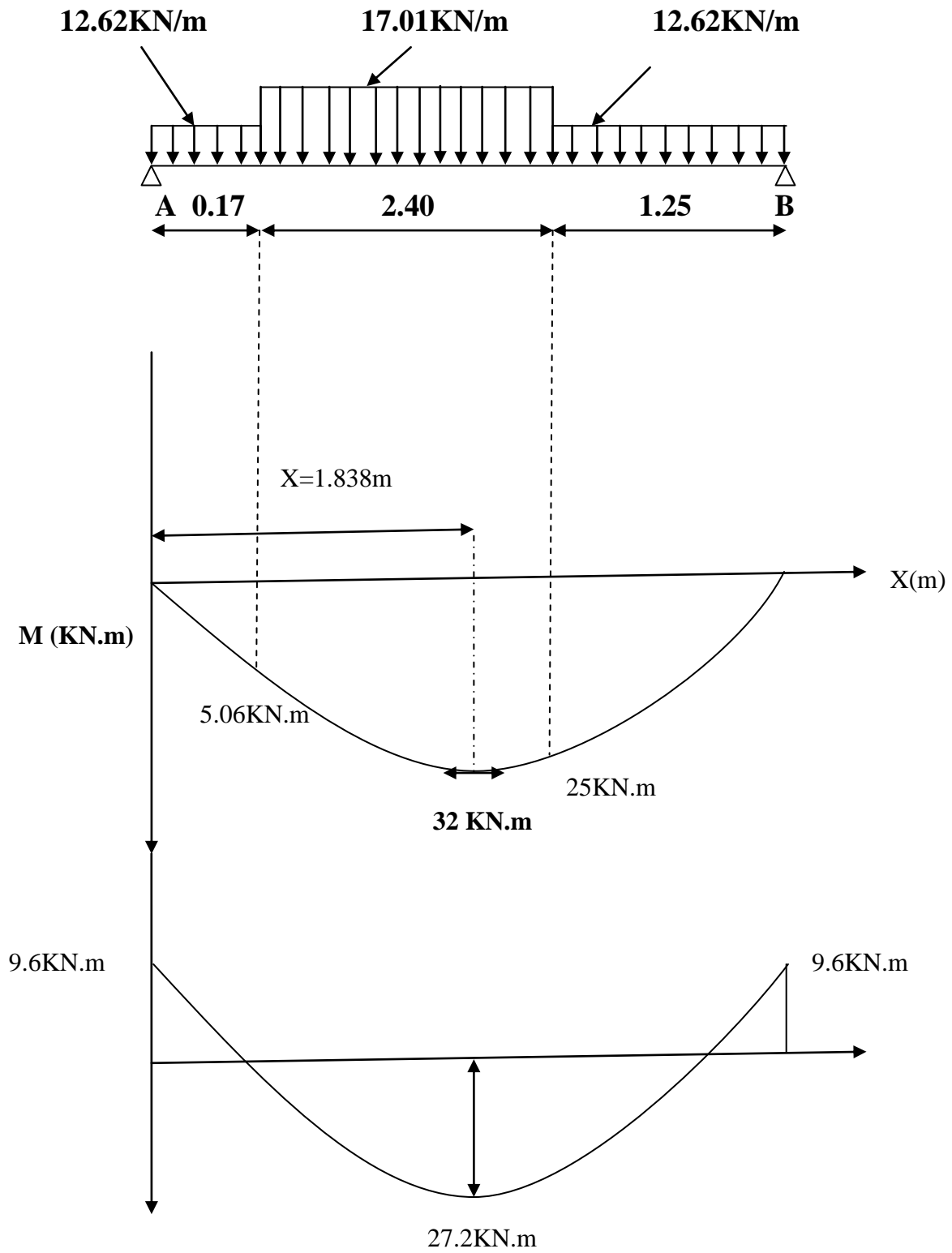


Figure III.2.6. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.2.7. Calcul des armatures :

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

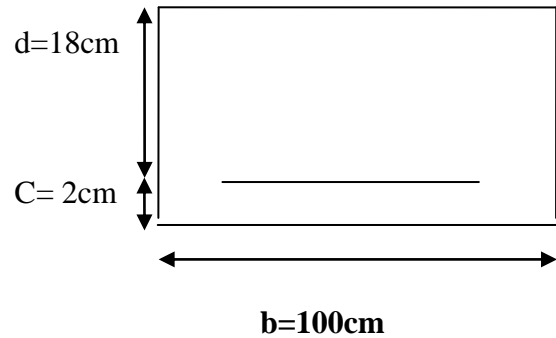
1. Armatures aux appuis :

$$M_a = 9.6 \text{ KN.m}$$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = \frac{9.6 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.02 \leq 0.392$$



$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{9.6 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** = ($A_a = 5.65 \text{ [cm}^2]$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ [cm]}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ [cm}^2]$** . Avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

2. Armatures aux travées :**Armatures principales :**

$$M_{ut}=27.2\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.2 \times 10^6}{1000(180)^2 14,2} = 0,06.$$

$$\mu_b = 0,06 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,06 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,969$$

$$A_T = \frac{M_T}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.2 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 348} = 4.48 \text{cm}^2.$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{Cm}^2$$

On opte pour : $A_r = 4\text{HA10}$ $A_{rt} = 3.14 [\text{cm}^2]$ avec $S_t = 25\text{cm}$

III.2.8 Vérification à l'ELU**1. Condition de non fragilité BAEL91 : Art A.4.2, 1**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{sapp} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 . \\ \text{En travée : } A_{ut} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 . \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Espacement des barres :

◆ Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 20\text{m} \\ \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \text{condition est vérifiée}$$

◆ Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{condition est vérifiée}$$

◆ Vérification aux cisaillements :(BAEL91, Art A.5.1.21)

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$T_{\text{umax}} = 30.87\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{30,87 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,1715\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \text{condition est vérifiée.}$

3. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$ (pour les aciers H.A on a $\Psi=1.5$)

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec}$$

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

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

aux appuis :5HA12

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

$$\tau_{se} = \frac{30,87 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,40} = 1,01\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,01\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \text{ pas de risque d'entraînement des barres... condition vérifiée.}$$

aux travées : 5HA12

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

$$\tau_{se} = \frac{30,87 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,40} = 1,01\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,01\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \text{ pas de risque d'entraînement des barres... condition vérifiée.}$$

4. Ancrage des armatures aux appuis (:Art A6.1.22/BAEL91)

Il correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale **0.4L_s** pour les aciers HA :

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 16,928 \text{ cm} \text{ On prend } L_c = 17\text{cm}$$

5. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.11/BAEL91) :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9d} = 2 \times \frac{30,87 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,38\text{MPa}$$

$$\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16\text{MPa} > 0,38\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

6. Influence de L'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3 BAEL91)

1. Influence sur le béton : (Art A.5.4.313 BAEL91)

On doit vérifier que : $Tu^{max} = 30,87KN < Tu = \frac{0.4 \times fc \times 28 \times A \times b}{\gamma b}$

Avec : $A = 0.9d = 0,9 \times 18 = 16,2cm$

$Tu = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0,162 \times 1 = 1080KN$; $Tu > Tu^{max}$ Condition vérifiée.

2. Influence sur les aciers :(Art A.5.4.321 BAEL91)

On doit vérifier que : $A_{st}^{adopté} \geq \left(Vu + \frac{M_{appuis}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$A \geq \frac{\gamma_b}{f_e} (Vu + M_a / 0.9d) = \frac{1.15}{400} (30,87 - 9,6 / 16,2) = 0.1cm^2$$

Avec :

Tu : effort tranchant Max en valeur absolue au niveau de l'appui.

Mu : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A = 2.51cm^2 \geq \frac{\gamma_b}{f_e} (Tu^{max} + M_a / 0.9d) = 0.1cm^2 \dots\dots\dots condition vérifiée$$

III.2.9 Calcul à l'ELS :

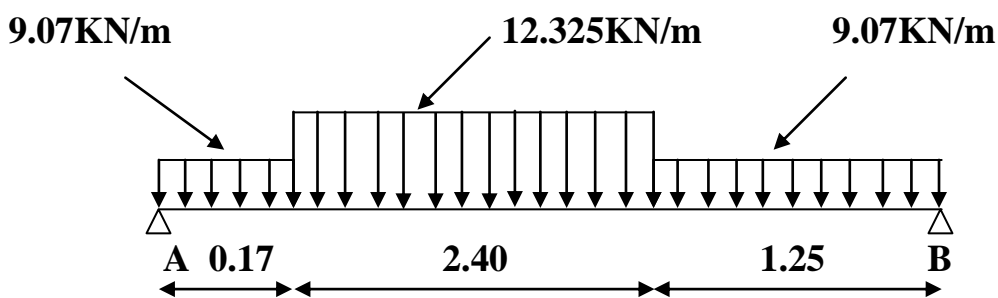


Figure III.2.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS

1- Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = + 9.07 \times 0.17 + 12.32 \times 2.40 + 9.07 \times 1.25 = 42.45 KN$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3.82 = 9.07 \frac{0.17^2}{2} + 12.32 \times 2.40 \times 1.37 + 9.07 \times 1.25 \times 3.195$$

$R_A = 22.32 \text{ KN}$

$R_B = 20.12 \text{ KN}$

2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- Effort tranchant :

Tronçon	Expression	x(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 0,17$	$9.07x - 22.32$	0	-22.32
		0,17	-20.78
$0.17 \leq x \leq 2.57$	$- 22.32 + 9.07 \times 0.17 + 12.32 \times (x - 0.17)$	0.17	-20.78
		2.57	8.79
$0 \leq x \leq 1.25$	$-9.07x + 20.12$	0	20.12
		1.25	8.79

Tableau III.2.5 : Calcul des efforts tranchant a L'ELS

- Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
$0 \leq x \leq 0.17$	$22.32x - 9.07 x^2/2$	0	0
		0.17	3.66
$0.17 \leq x \leq 2.57$	$22,32x - 9,07 * 0.17(x - 0.085) - 12.32 \frac{(x - 0.17)^2}{2}$	0.17	3.66
		2.57	18.06
$0 \leq x \leq 1.25$	$+20.12x - 9.07 x^2/2$	0	0
		1.25	18.06

Tableau III.2.6 : Calcul des moments fléchissant a L'ELS

Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à $X = 1.856 \text{ m}$
 et $M_z^{\text{max}} = 21.18 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{\text{max}} = -6.35 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\text{max}} = 0.85 \times 21.18 = 18 \text{ KN.m}$

III.2.10 Diagramme des efforts interne à l'ELS

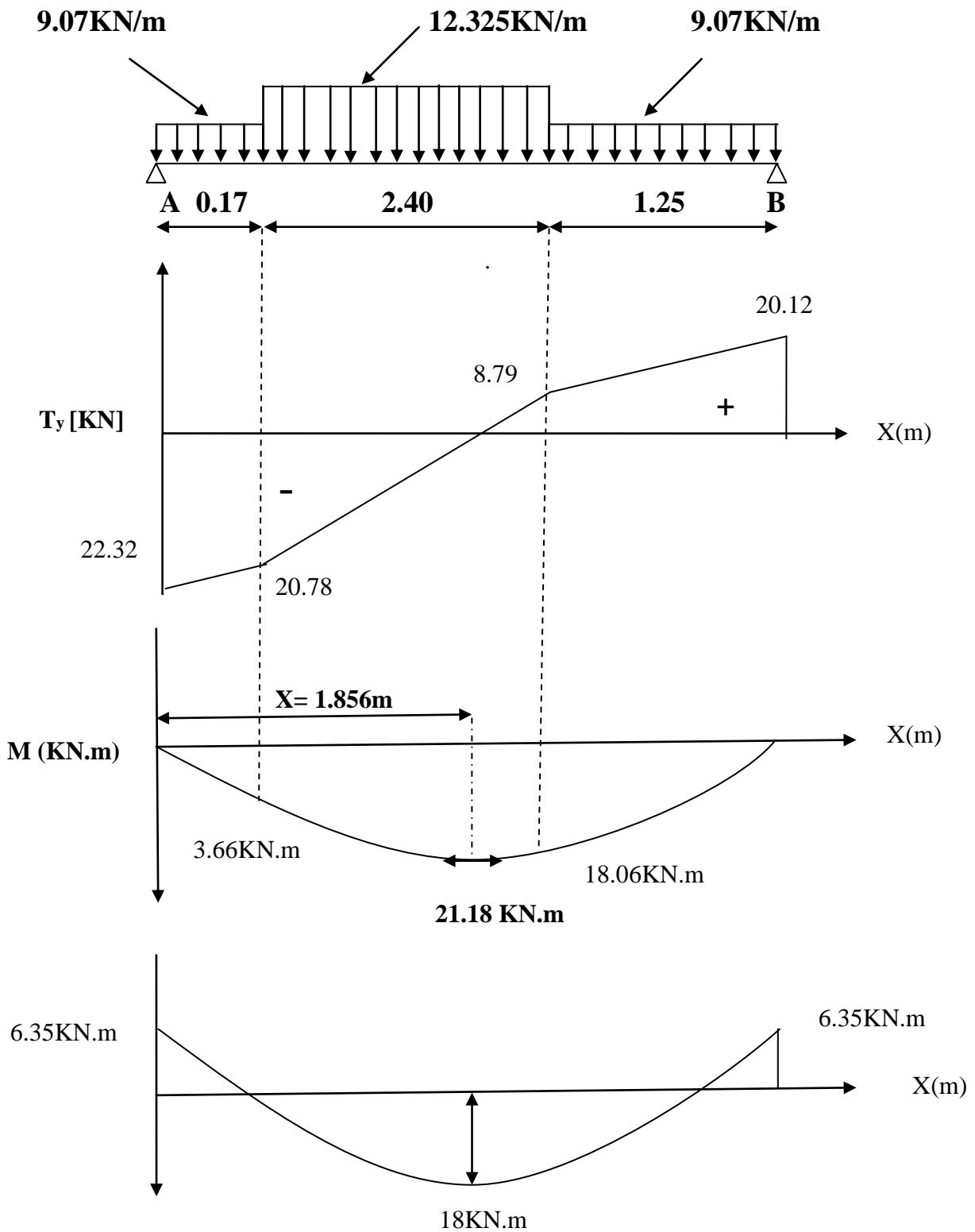


Figure III.2.8: Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.2.11 Vérification à l'ELS

1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2 BAEL91)

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$ [MPa]

- **En travée**

$$A_t = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$\rho = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,912 \Rightarrow \alpha_1 = 0,264 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,264 \Rightarrow K = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{18 \times 10^3}{5.65 \times 0,912 \times 18} = 194,07 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,024 \times 194,07 = 4,66 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 4,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis**

$$A_a = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6.35 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 68,46 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,024 \times 68,46 = 1,64 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1,64 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment maximum isostatique

b : largeur de la section

d : la hauteur utile

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{382} = 0,0524 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, alors Le calcul de la flèche est nécessaire

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{382}{500} = 0.764cm$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Avec : f : flèche due au déformation.

E_v : module de déformation différée.

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section.

L : longueur de travée

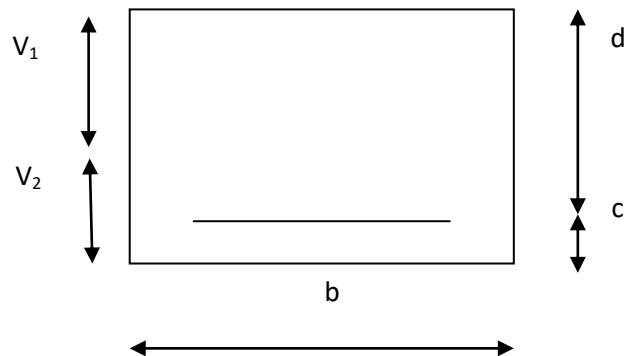
1-Calcul de la section homogène :

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{2084,75} = 10,32cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10,32 = 9,68cm$$



2-Calcul de I_{fv} :

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$

$$= \frac{100}{3}(10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65(9,68 - 2)^2 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

3-Enfin :

$$f_v = \frac{5 \times 12,32 \times 3,82^4}{384 \times 71870,22 \times 10818,86 \times 10^{-8}} = 4,4 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{382}{500} = 0,764 \text{ cm}$$

$f_v = 0,44 \text{ cm} < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Résumé : après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures longitudinales :

- ✓ Armatures en travée : 5HA12/ml=5.65cm² avec un espacement de 20cm.
- ✓ Armatures en appuis : 5HA12/ml=5.65cm² avec un espacement de 20cm.

Armatures transversales : 4HA10/ml 3.14cm² avec un espacement de 25cm

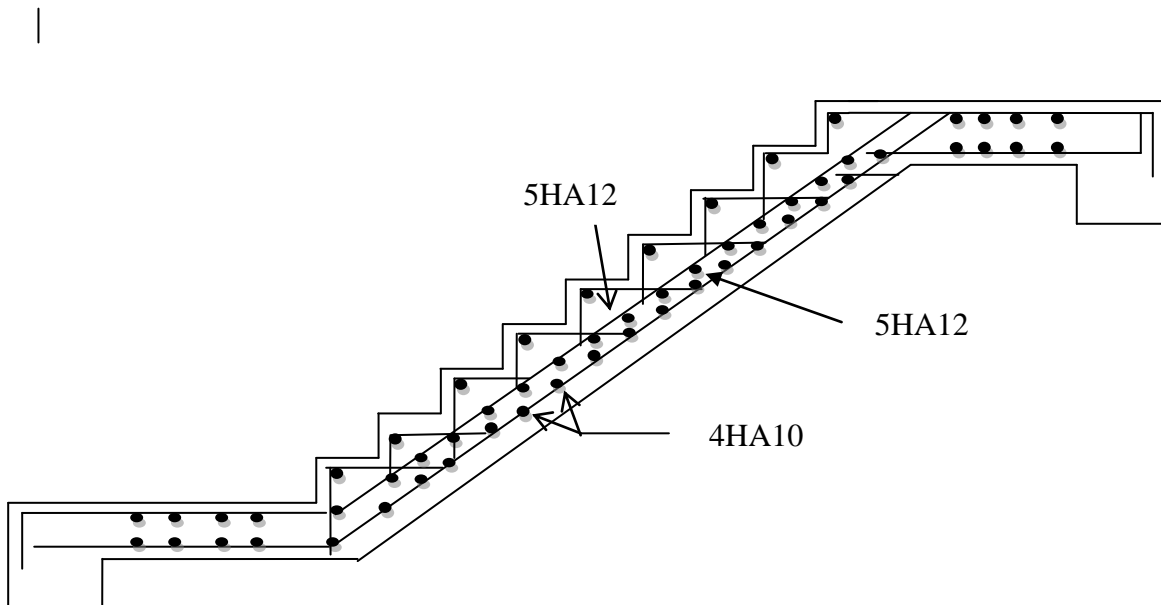


Figure III 2. 9: Schéma de ferrailage d'escalier

III.3. Calcul de la poutre palière

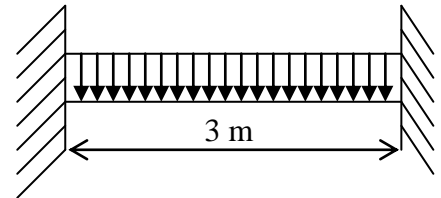
La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3m (entre nu d'appuis)

1. Pré-dimensionnement

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 3 \text{ m} \implies 20 \leq h_t \leq 30$



Recommandation de RPA 99 Version 2003

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25 \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \implies \frac{h_t}{b} = 1.2 < 3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

2. Détermination des charges

- Poids propre : $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.88 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier :

$$\text{ELU : } R_B = 27.88 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 20.12 \text{ KN}$$

3. Calcul à l'état limite ultime

➤ Combinaisons à considérées

$$q_u = 1,35 G + R_B = 1,35 \times 1.88 + 27.88$$

$$q_u = 30.42 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + R_B = 1.88 + 20.12$$

$$q_s = 22 \text{ KN/m}$$

➤ Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{30.42 \times 3}{2} = 45.63 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant et l'effort tranchant**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 30.42 \times \frac{(3)^2}{8}$$

$$M_0 = 34.22 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 29.08 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

➤ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

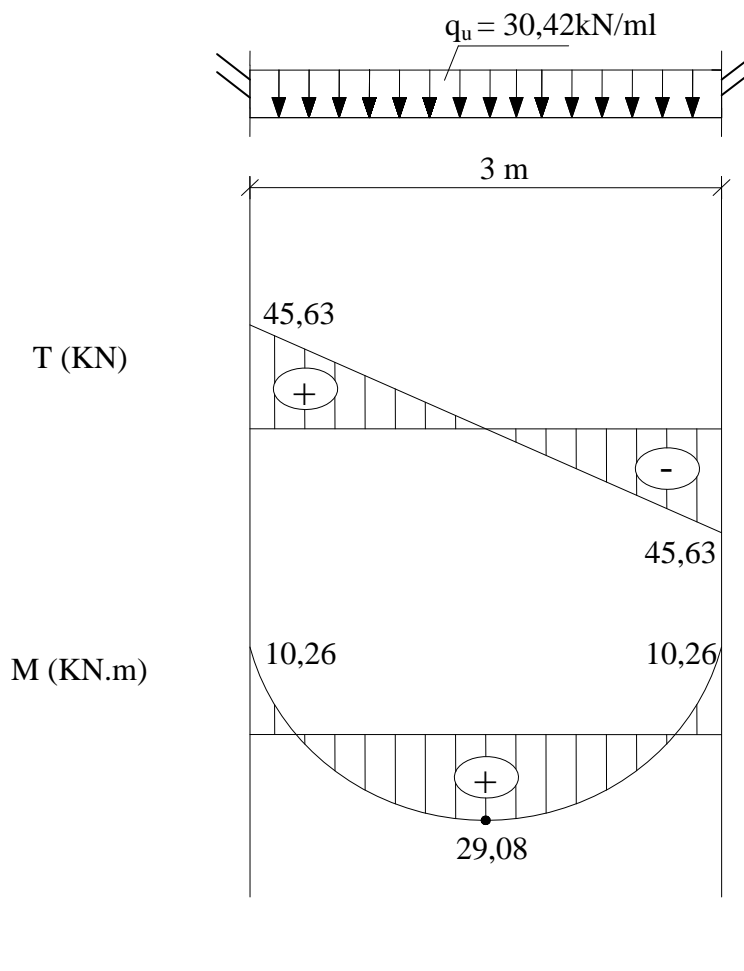


FIG III.3.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des armatures :

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.26 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0.980$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.26 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.08 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$\mu = 0.112 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.08 \times 10^3}{0.940 \times 27 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à ELU

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{max} = 45.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{45.63}{25 \times 27} \times 10 = 0.676 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.676 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis: (Art.5.1.3.2, BAEL 91)

➤ **Influence sur les aciers (armatures inférieures) :**

$$A_u = 1.15 \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e}$$

$$A_u = 1.15 \frac{45,63 \times 100 - \frac{10,26 \times 10^3}{0.9 \times 27}}{4000} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \geq A_u = 1,04 \text{ cm}^2$ **la condition est vérifiée.**

➤ **Influence sur le béton :** (Art A.5.4.313 BAEL91)

On doit Vérifier que $V_u \max \leq \bar{V}$

$$\frac{2 \times \bar{V}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9d$$

$$T_{u \max} \leq 0,4b.0,9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 0,27 \times 0,25 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} > T_u = 45,63 \text{ KN}$$

$V_u \max \leq \bar{V}$ **La Condition est vérifiée**

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,15 \times 1,2 = 11,34 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{45,63 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113} = 1,66 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa}$ **La Condition est vérifiée**

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

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 8 \text{ mm} < 8,57 \text{ mm} \implies$ vérifiée

- **Espacement des barres (Article 7.5.2.2 RPA 99):**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} ; 30 \}$$

On prend: $S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus des nus des appuis

- **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$ on prend $L_a = 20 \text{ cm}$

6 . Calcul à l'état limite de service

$$q_s = G + R_B = 1,88 + 20,12 = q_s = 22 \text{ KN/m}$$

- **Réaction aux appuis**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 33 \text{ KN}$$

- **Les moments**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 24,75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_0 = -7,43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 21,04 \text{ KN.m}$$

a. Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

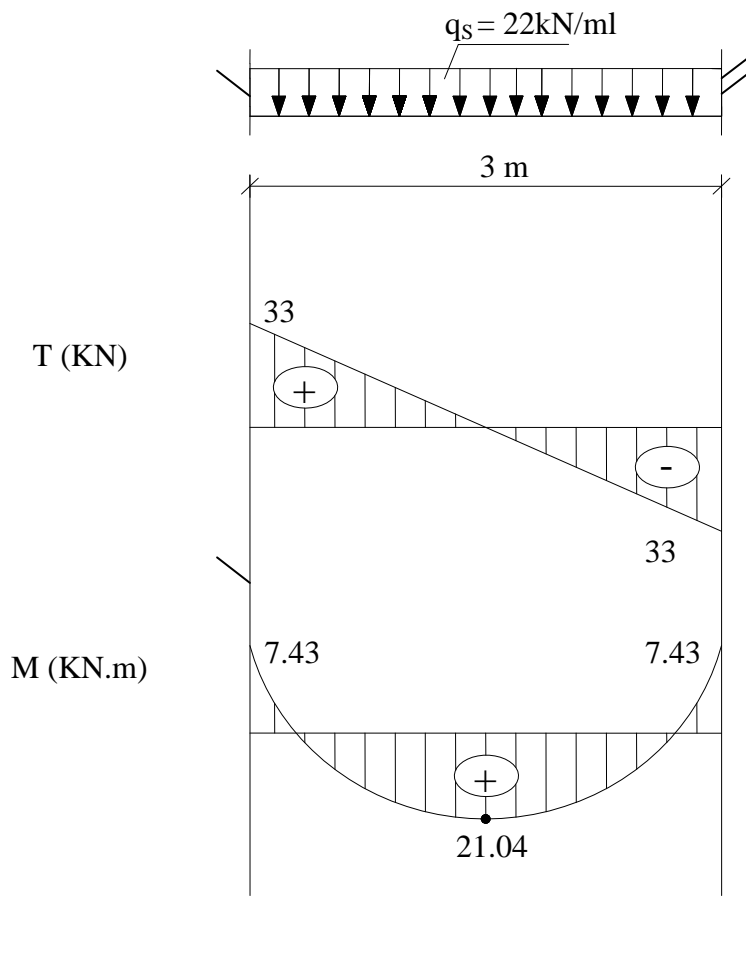


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

6. Vérification à ELS:

1) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

➤ Aux appuis : $b = 25\text{cm}$, $d = 27\text{cm}$, $M_{sa} = 7,43\text{kN.m}$, $A = 3,39\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0,5$$

$$\rho_1 = 0,5 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times K_1 \times A_a \times d} = \frac{7,43 \times 10^3}{0,893 \times 31,73 \times 3,39 \times 27} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :** $M_{st} = 21,04 \text{ cm}$, $A = 3,39 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,5 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times K_1 \times A_t \times d} = \frac{21,04 \times 10^3}{0,893 \times 31,73 \times 27 \times 3,39} = 8,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable

➤ **Etat limite de déformation :**

On considère qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et que toutes les inégalités suivantes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{\ell} = \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\ell} = 0,1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{21,04}{10 \times 24,75} = 0,085 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Etant donnée que les trois conditions sont vérifiées, il n'y pas lieu de passer au calcul de la flèche.

➤ **Etat limite de déformation :**

La fissuration état peu nuisible \Leftrightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire

Résumé III.3 : Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

Les armatures principales :

$$3HA12=3.39\text{cm}^2 \text{ (Aux appuis)}$$

$$3HA12=3.39\text{cm}^2 \text{ (En travée)}$$

les armatures transversales : **les cadres et les étriers en HA8**

Avec : $\begin{cases} S_t = 15_{[\text{cm}]} \text{ en zone courant (l'espacement des armatures transversales).} \\ S_t = 7\text{cm} \text{ en zone nodale (l'espacement des armatures transversales).} \end{cases}$

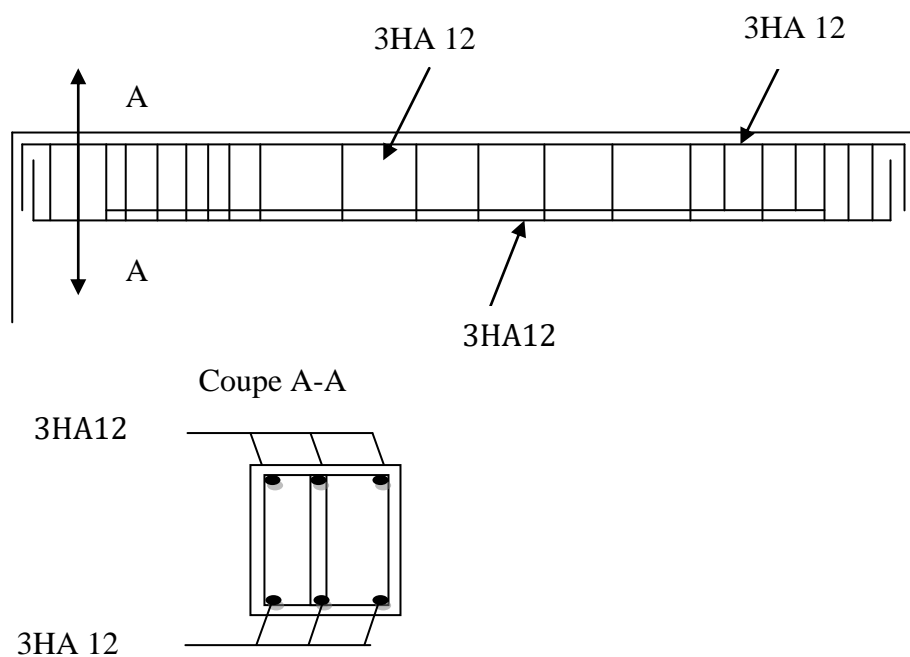


Figure III.3.3: ferraillage de la poutre palière

III.4. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute et sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS, pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante, provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

III.4.1. Dimension de l'acrotère :

Largeur : 100 cm ; hauteur : 60 cm ; épaisseur : 10 cm

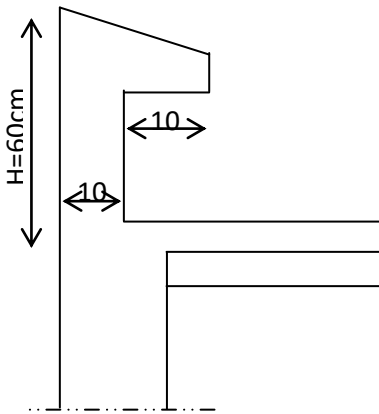


Figure III-4.1 : coupe verticale de l'acrotère

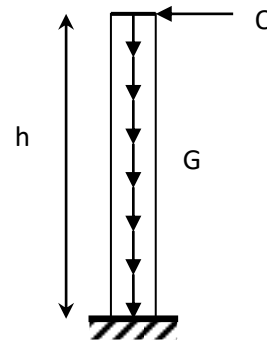


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.4.2. Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S$.

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,1)] - (0,02 \times 0,2 / 2)$$

$$G = 1,7 \text{ KN /m}^2$$

- Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal : $N = 1,7 \text{ KN /ml}$

- Moment de renversement « M » dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaisons de charges**

ELU : La combinaison est : $1,35 G + 1,50Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = N_G + N_Q = 1,7 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement : $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Calcul à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,295} = 0,392 \text{ m} = 39,2 \text{ cm}$$

$39,2 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$

$h / 2 - c = 10 / 2 - 2 = 3 \text{ cm}$

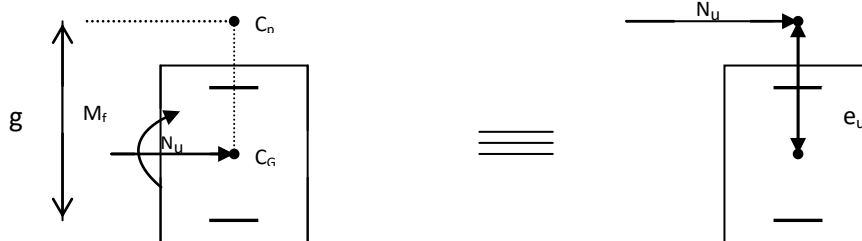
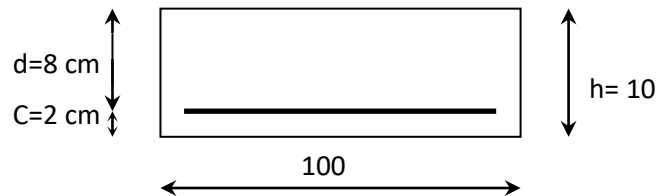


Figure III.4.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le centre de pression se trouve donc à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de pression **C** et le C.D.G des aciers tendus.

$$g = e_u + h/2 - c = 0,392 + 0,1/2 - 0,02 = 0,422 \text{ m}$$

$$D'où : M_f = 2,295 \times 0,422 = 0,978 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,978 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

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

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ S. S. A}$$

$$\mu = 0,0106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,995$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,978 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section des armatures en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0,35 - \frac{2,295 \times 10}{348} = 0,284 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérifications à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)

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

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \cdot \frac{35.5 - 0.455 \times 8}{35.5 - 0.185 \times 8} = 0.820 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7} = 35.3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2 > A_s = 0.284 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

La fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u : \text{effort tranchant} :$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où} : \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée .}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où} : \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 12,56} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_i = 20cm. < \min\{3h; 33cm\} = (3 \times 10cm; 33cm) = 30cm.$$

⇒ **Condition vérifiée.**

Armatures de répartition : $S_i = 25cm. < \min\{4h; 45cm\} = 40cm.$

⇒ **Condition vérifiée.**

➤ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{mm} = 28.17 \text{cm}$$

Soit : $L_s = 30cm.$

❖ **Vérification à L'E L S :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,920K = 47,89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,51} = 32,48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,024 \times 32,8 = 0,787 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,787 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$= \frac{32,48}{47,89} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)**

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

A : coefficient d'accélération de zone. Soit : A = 0,15, en zone IIa, groupe d'usage 2

W_p : poids de l'acrotère. W_p = 1,7 KN/ ml ;

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8. Soit : $C_p = 0,8$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7 \times 0,8 = 0,816 < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique. Le calcul au séisme est donc inutile. On adopte le ferrailage choisi précédemment.

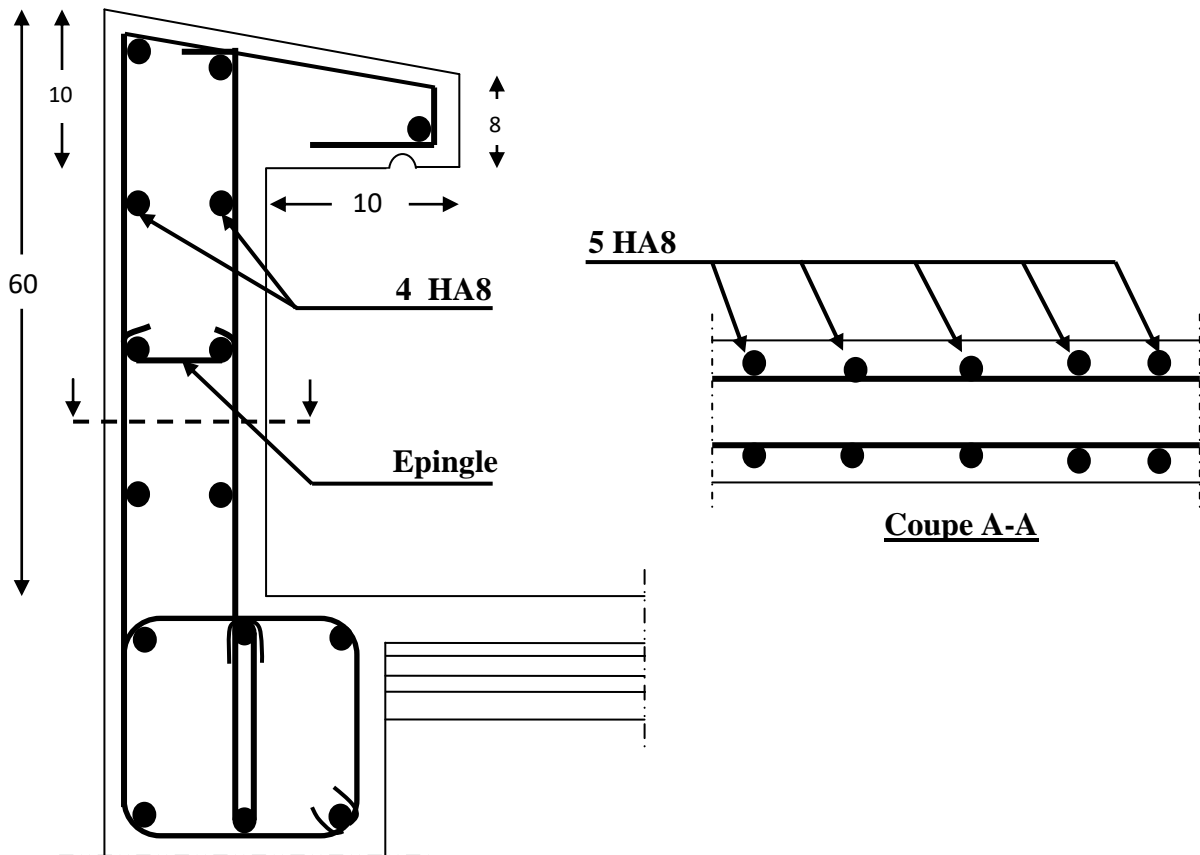


Figure III.4.4: Ferrailage de l'acrotère

III-5 Calcul du balcon :

Le balcon à calculer est un balcon en dalle pleine qui a comme dimensions :

Largeur : 1,1m

Longueur : 3.8m

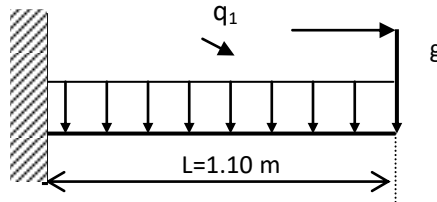


Figure III-5.1 : Schéma statique du balcon.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis avec un garde corps de hauteur \$h=1\$ m en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

1- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

➤ Charges permanentes:

Matériaux	Charges
Poids de revêtement (2cm)	0,44KN/m ²
Mortier de pose (2cm)	0, 6 KN/m ²
Couche de sable (2cm)	0,66 KN/m ²
poids propre de la dalle pleine (15cm)	25x0,15x1=3,75 KN/m ²
Enduit	0,20 KN/m ²
	G = 5,65 KN/m².

Tableau III.5.1 : Charges permanentes

➤ Charge concentrée :

Matériaux	Charges
Brique	1KN/m ²
Enduit en ciment	15x0.02x2 = 0.6
	G = 1.72 KN/m².

Tableau III.5.2 : Charge concentrée

➤ surcharge d'exploitation:.....Q =3,5 KN/ml. (DTR B.C.2.2).

2- Calcul à l'ELU :

Le balcon travaille en flexion simple.

1- Combinaison de charges:

- Dalle :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 3,5 = 12,87 \text{ KN/ml};$$

- Le garde-corps

$$g_u = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ kN/ml}$$

3- Calcul à l'ELS :

- Dalle :

$$q_s = 5,65 + 3,5 = 9,15 \text{ kN/ml}$$

- Le garde-corps

$$g_s = 1,72 \text{ kN/m}$$

4- Calcul du moment fléchissant :

- ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12,87 \times 1,1^2}{2} + 2,32 \times 1,1 = 10,34 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9,15 \times 1,1^2}{2} + 1,72 \times 1,1 = 7,43 \text{ KNm}$$

5- Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,34 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\mu_u = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.34 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aadp** = 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : **Aadp** = 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

6- Vérification à l'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité: BAEL91 Art A4.2.1**

$$A_{ad} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100) \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.87 \times 1.1 + 2.32 = 16.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{16.48 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

c) **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1, 3 BAEL 91) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

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

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

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des utiles des barres.

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,48 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

d)- Longueur de scellement : BAEL 91 Art A.6.1, 221

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$. (**Art A.6.1, 253 BAEL 91**)

Soit : **$L_a = 17 \text{ cm}$** .

e)- Ecartement des barres :

◆ **Armatures principales:**

$$S_t \leq (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

◆ **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

7- Vérification à l'ELS :

➤ **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9,15 \times \frac{1,1^2}{2} + 1,72 \times 1,1$$

$$M_s = 7,43 \text{ KN.m}$$

a) contrainte dans le béton :

- vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 12} = 0,472 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \dots \text{et } K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,43}{0,896 \times 12 \times 5,65} \times 10^3 = 122,31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{122,31}{33,08} = 3,7$$

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

Donc : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est préjudiciable

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 122,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} .$$

Condition vérifiée

b) Vérification de la flèche BAEL 91 Art B.6.5,1

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 \geq 0.0625$ Condition vérifiée
- $\frac{Mt}{10M0} = \frac{7.43}{10 \times 7.43} = 0.1$ $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$ Condition vérifiée
- $\frac{4.2}{400} = 0.01$; $\frac{At}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.004$ Condition vérifiée

Conclusion :

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

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- **Armature principales :** $A_t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$.
- **Armature de répartition :** $A_r = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

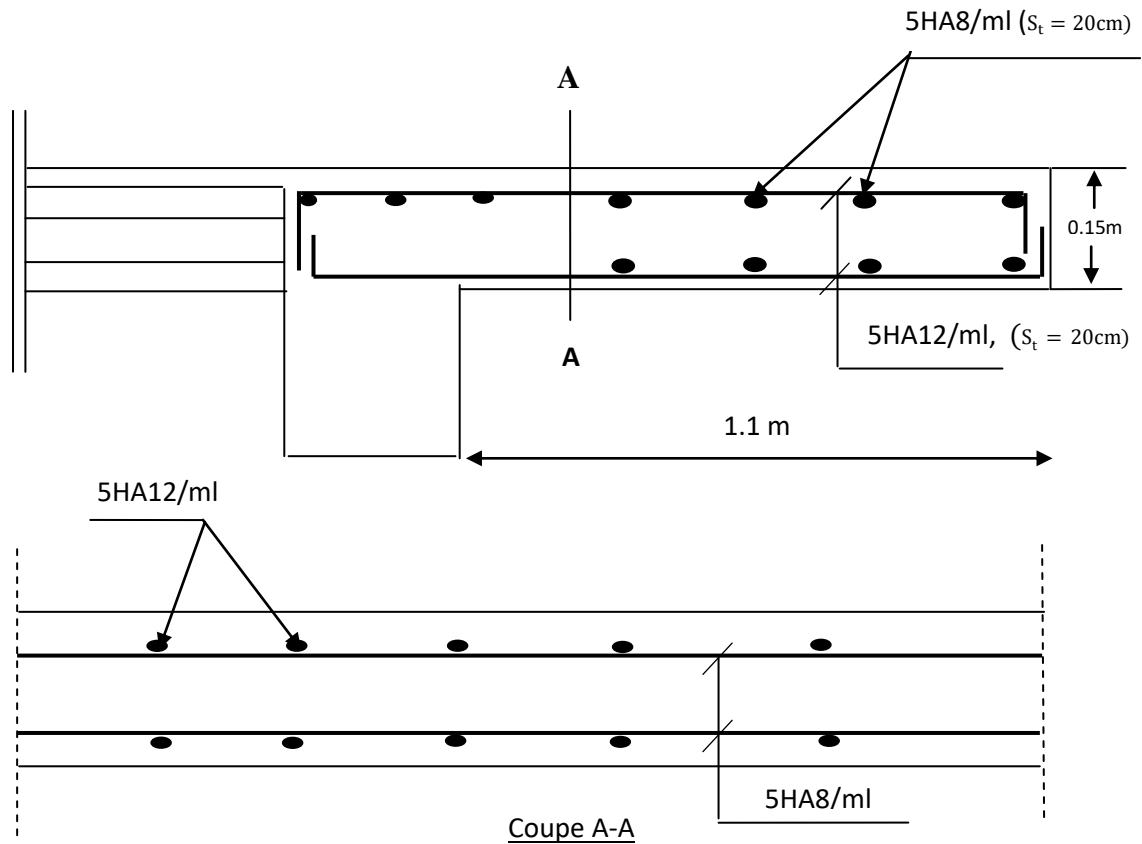


Figure III-5.2 : Ferrailage du balcon

III-6 Calcul de la salle machine

1. Introduction :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur de caractéristiques identiques, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $(1.30 \times 2.60) \text{ m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

2. Pré dimensionnement

La dalle n'est pas continue (isolé) . $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{2.60} = 0.5$

$$0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.5 \leq 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens .}$$

Hauteur de la dalle << h >> $h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.4 \text{ cm}$

h_t : Épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 6 cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

La dalle 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 directions, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

Calcul de U et V

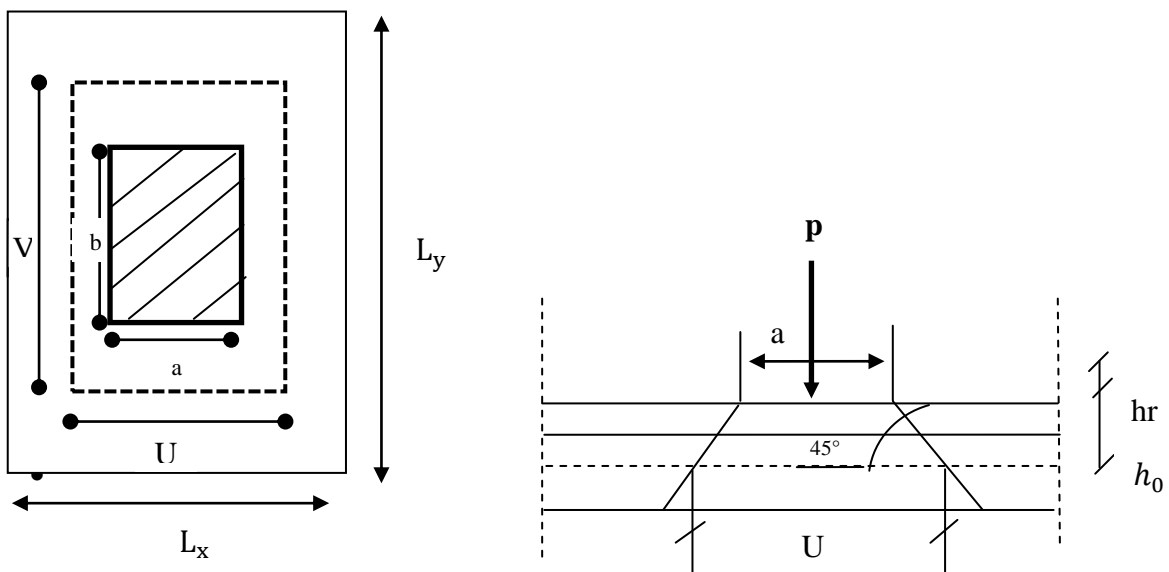


Figure III.6.1: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

$$U = U_0 + 2h_r + h_0; V = V_0 + 2h_r + h_0$$

- U, V : représente les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45 ° dans le revêtement et le béton.
- Epaisseur de la dalle $h_0 = 15$ cm .
- Epaisseur du revêtement $h_r = 5$ cm.
- $a=b=80$ cm (coté du rectangle dans lequel la charge q est concentré).
- $U_0 = V_0 = 80$ cm ; $h_r = 5$ cm

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

3. Calcul des moments à l'ELU

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la Petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= P(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} &= P(M_2 + \nu M_1) \end{aligned}$$

Avec ν : coefficient de poisson $\rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

A L'ELU : ($\nu = 0$)

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer a partir des abaque de Pigeaud suivant le rapport

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{130} = 0.8 ; \frac{V}{L_y} = \frac{105}{260} = 0.4$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le tableau de Pigeaud relatif à : $\rho = 0.5$.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0.5 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{130} = 0,8 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{260} = 0,4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,096 \text{ et } M_2 = 0,037$$

On a : $q_u = 9t = 90 \text{ KN}$

$$P = 1.35 \times q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P(M_1 + \nu M_2) = PM_1 = 121.5 \times 0.096 = 11.66 \text{ KN.M}$$

$$M_{y1} = P(M_2 + \nu M_1) = PM_2 = 121.5 \times 0.037 = 4.5 \text{ KN.M}$$

calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0.5 \text{ abaque de pigeaud : } \begin{cases} \mu_x = 0.0946 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q.$$

❖ Poids propre de la dalle a l'ELU

$$G_d = \gamma_b \times h_0 = 25 \times 0.15 = 3.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

❖ Charge d'exploitation :

$$Q_d = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0946 \times 6.5625 \times (1.3)^2 = 1.05 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.25 \times 1.05 = 0.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments (charge concentrée + charge uniformément répartie)

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.66 + 1.05 = 12.71 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.5 + 0.26 = 4.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments fléchissant

Dans notre cas on a un panneau isolé donc on considère que les travées sont des travées de rive.

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 10.8 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 4.05 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

- Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -3.81\text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -1.43\text{KN.m} \end{cases}$$

On prend le moment le plus grand en valeur absolue donc $M_x^a = -3.741\text{KN.m}$.

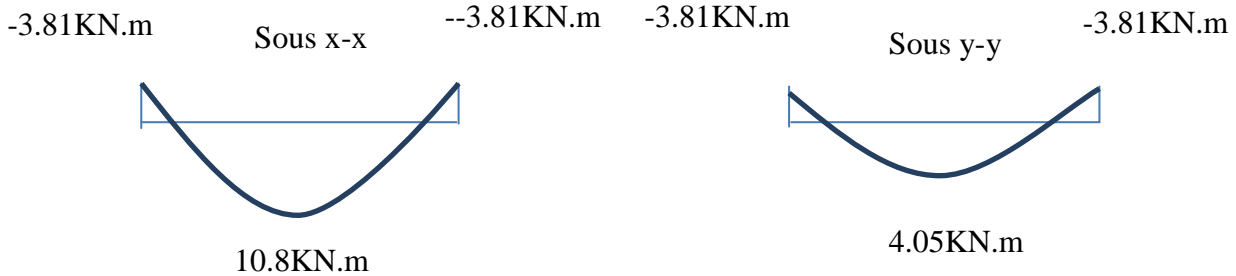


Figure III.6.2: Correction des moments.

calcul de la section d'armatures (pour une bande de 1 m de largeur)

sens x-x

❖ En travée : ($M_x^t = 10.8 \text{ KN.m}$)

Calcul de moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.8 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.045 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Tq: $b=1\text{m} = 100\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $h=15\text{cm}$ $d=h-c=13 \text{ cm}$.

$$\mu_b = 0.045 \rightarrow \beta = 0.977.$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.8 \times 10^3}{0.977 \times 13 \times 348} = 2.44\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y-y

❖ En travée :

Calcule le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}.$$

Tq: $b=1\text{m} = 100\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $h=15\text{cm}$ $d=h-c=13 \text{ cm}$.

$$\mu_b = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991.$$

$$A_x^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.05 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.9 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Aux appuis dans les deux directions :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.81 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$.

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.81 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

4. vérification a l'ELU

Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91)

Il convient de calculer les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer en suite que les sections A_x et A_y , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales.

Sens x-x

$$\omega = \frac{A_{x\min}}{b \times h} \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$$A_{x\min} \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times \frac{(3 - 0.5)}{2} \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.5 \quad \omega_0 = 0.8 \times 10^{-3} \text{ pour FeE400}$$

➤ en travée

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{x\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ sur appuis

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \geq A_{x\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\varpi_y = \frac{A_{y\min}}{b \times h} \geq \varpi_0 \Rightarrow A_{y\min} \geq \varpi_0 \times b \times h$$

$$A_{y\min} = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{y\min} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$$

Diamètre des barres

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$

ϕ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

Nous avons choisi des HA10 et HA8, donc la condition est vérifiée.

Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ Les armatures $A_x \setminus \setminus L_x$: $S_t < \min(3h; 33\text{cm})$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$$

❖ Les armatures $A_y // L_y$: $S_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$$

Poinçonnement (ART A.5.2.42/BAEL)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$p \leq Q_u = 0.045\mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre de contour.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\text{cm}$$

$$Q_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5\text{KN}$$

On a $P=121.5 \text{ KN} < Q_u = 472.5\text{KN} \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$

donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Au milieu de L_y : avec ($p = 121.5 \text{ KN}$)

$$T_u = \frac{p}{2L_y + L_x} = \frac{121.5}{(2 \times 2.60) + 1.3} = 18,7\text{KN}$$

Au milieu de L_x :

$$T_u = \frac{p}{3L_y} = \frac{121.5}{3(2.60)} = 15.57\text{KN}$$

$$\text{Donc, } \tau_u = \frac{15,57 \times 10^3}{1000,130} = 0,12 \text{ MPA}$$

$$0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ Mpa} < 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

5. vérification a l'ELS : ($\nu = 0,2$)

Les moments à l'ELS

Moment engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y2} = P_s(M_2 + \nu M_1)$$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = (0,096 + 0,2 \times 0,037) \times 90 = 9,306 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = (0,037 + 0,2 \times 0,096) \times 90 = 5,06 \text{ KN.m}$$

Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,5 \text{ abaque de pigeaud : } \begin{cases} \mu_x = 0,0981 \\ \mu_y = 0,373 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0981 \times 4,75 \times 1,3^2 = 0,787 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,373 \times 0,787 = 0,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,306 + 0,787 = 10,1 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,06 + 0,3 = 5,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 8,585 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 4,556 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 M_x = -3,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -1,608 \text{ KN.m}$$

Vérification contrainte de compression dans le béton et dans l'acier :

✓ Sens x-x :

En travée : $M_x^t = 8.585 \text{ KN.m}$

dans l'acier

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho_1 = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow k_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{8.585 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 228.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 228.35 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{228.35}{48.29} = 4.73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.73 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

Dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \beta_1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{3.03 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 124.02 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 124.02 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{124.02}{61.92} = 2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens y-y :

En travée : $M_x^t = 4.556 \text{ KN.m}$
dans l'acier

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho_1 = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow k_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4.556 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 121,18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 121,18 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{121,18}{48.29} = 2.51 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.51 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \longrightarrow \beta_1 = 0.935 \longrightarrow k_1 = 61.92$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{1.61 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 65.898 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 65.898 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{65.898}{61.92} = 1,064 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,064 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du Calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{M_t}{20M_x} = \frac{8.585}{20 \times 4.565} = 0.094 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.001546 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle Machine :

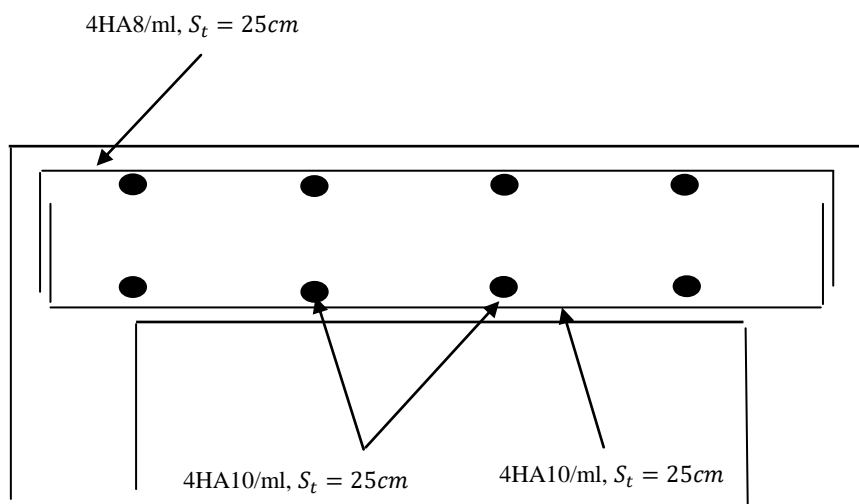


Figure III. 6. 3: plan de ferrailage de la salle machine suivant x – x et y – y

Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV-1 Introduction

La révolution scientifique a changé les habitudes de travail. Certains métiers ont apparus et d'autres ont disparus. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû affronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.), ces logiciels doivent posséder certaines caractéristiques recherchées :

- Suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul.
- Clarté de la démarche de calcul.
- Utilisation rapidement accessible.
- Sa disponibilité.

IV-2 Le concept de base de la MEF

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux ; elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale ; elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

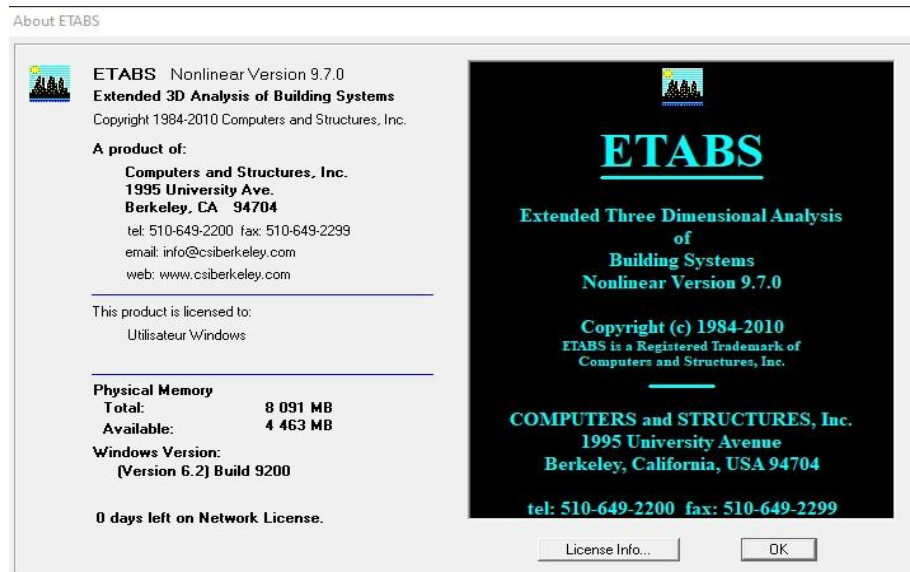
La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-3 Définition de logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV-3-1 Méthode de modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version **9.7.0**.

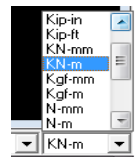


1 - Première étape

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

➤ Choix de l'unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.



➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

« File New » → « Model » → « No »

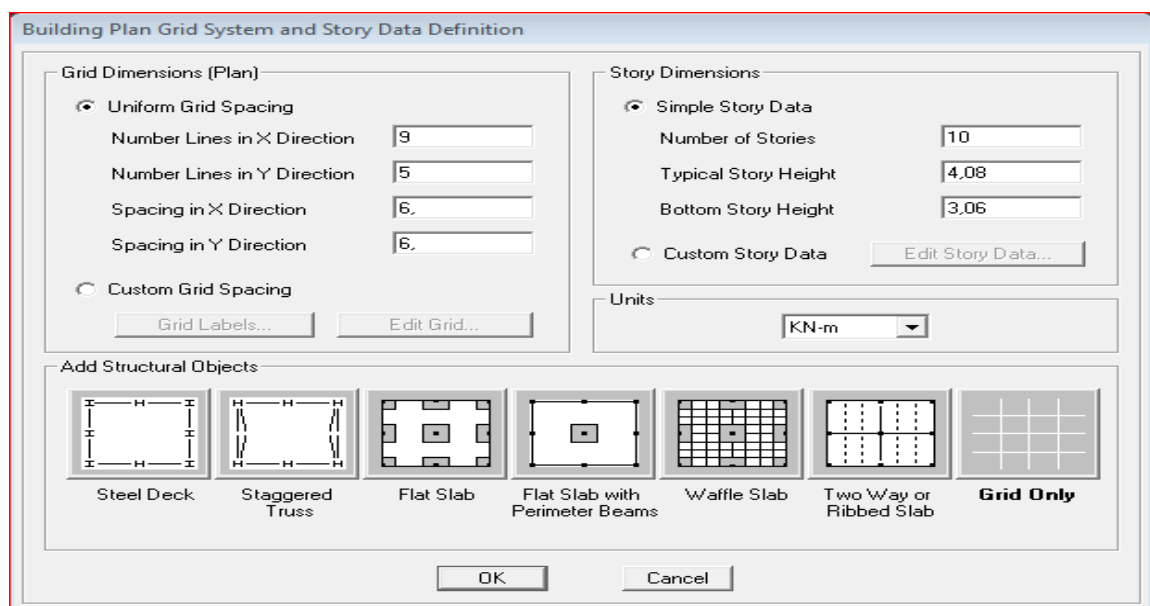


Fig IV.1 : interface d'introduction des données générales

Chapitre IV Présentation du logiciel ETABS

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogues qui apparaît. On aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → « **Numberlines in X direction** ».
- Le nombre de lignes dans la direction Y → « **Numberlines in Y direction** ».
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → « **spacing in X direction** ».
- Hauteur d'étage → « **story height** ».
- Le nombre d'étage → « **Number of stories** ».
- La hauteur d'étage courant → « **typical story height** ».
- La hauteur d'étage en bas → « **bottom story height** ».

Pour la longueur des travées :

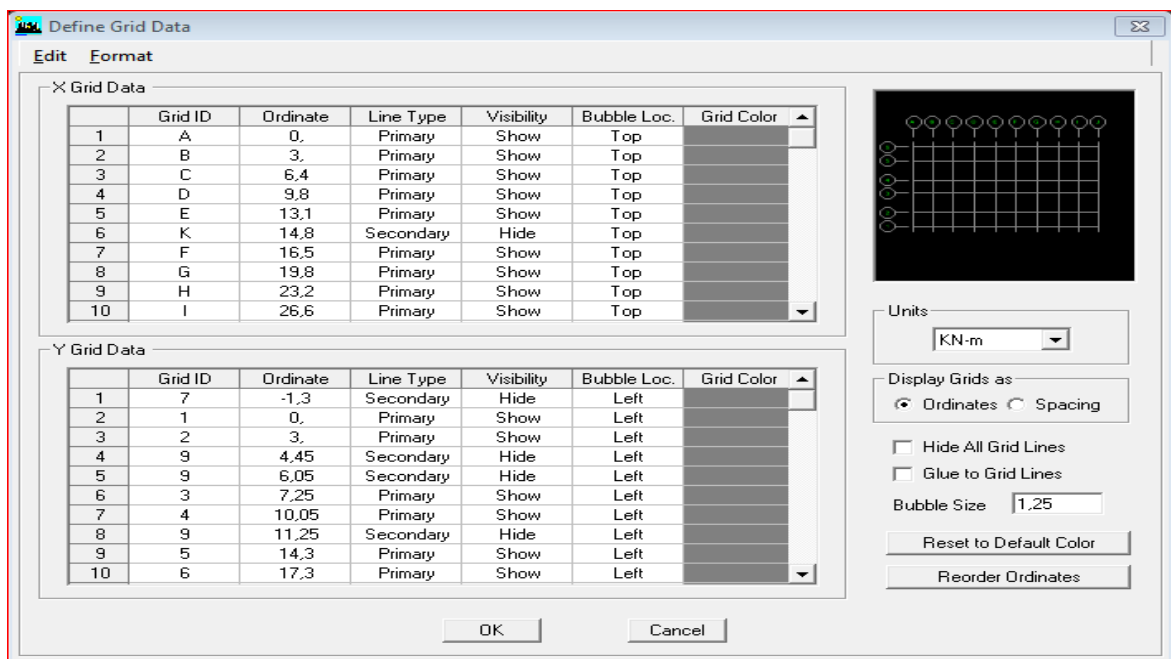


Fig IV.2 : Interface de modification des entres-axes

Pour la longueur des étages « **costomeStory Data** » et on remplit le tableau comme suit :

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	ALLE MACHIN	2,4	34,02	Yes		No	0,
11	TERASSE	3,06	31,62	No	NONE	No	0,
10	ET7	3,06	28,56	Yes		No	0,
9	ET6	3,06	25,5	No	TERASSE	No	0,
8	ET5	3,06	22,44	No	NONE	No	0,
7	ET4	3,06	19,38	Yes		No	0,
6	ET3	3,06	16,32	No	NONE	No	0,
5	ET2	3,06	13,26	No	NONE	No	0,
4	ET1	3,06	10,2	Yes		No	0,
3	RDC	3,06	7,14	No	TERASSE	No	0,
2	S SOL	4,08	4,08	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Fig IV.3 : Interface de modification des hauteurs d'étages

2 - Deuxième étapes

La deuxième étape consiste à la définition des Propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

« **Define** » → « **MaterialProperties** » → « **Conc** »

Define Materials

Materials:

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

→ « **Modify/Show Material** » et on le remplit comme suit :

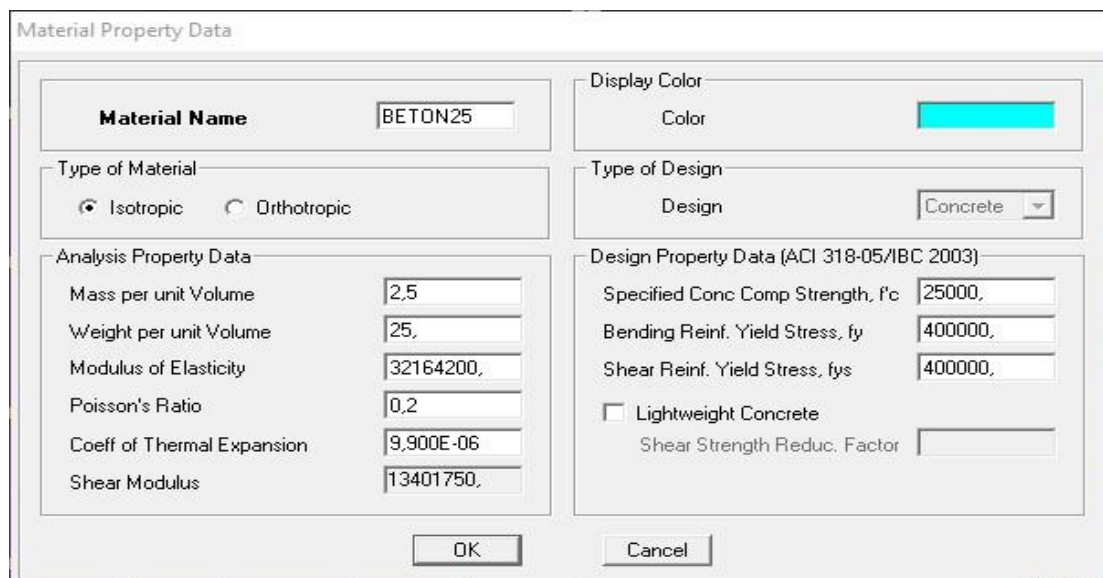


Fig IV.4 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

3 - Troisième étapes

Dans cette partie on va définir les propriétés géométrique des éléments (poteaux, poutres, dalles,...).

3-a - Propriétés géométrique des éléments

❖ Poteaux

« Define » → « Frame Sections » → « Add Rectangular »

Et on remplit comme il est montré dans la fenêtre ci-dessous :

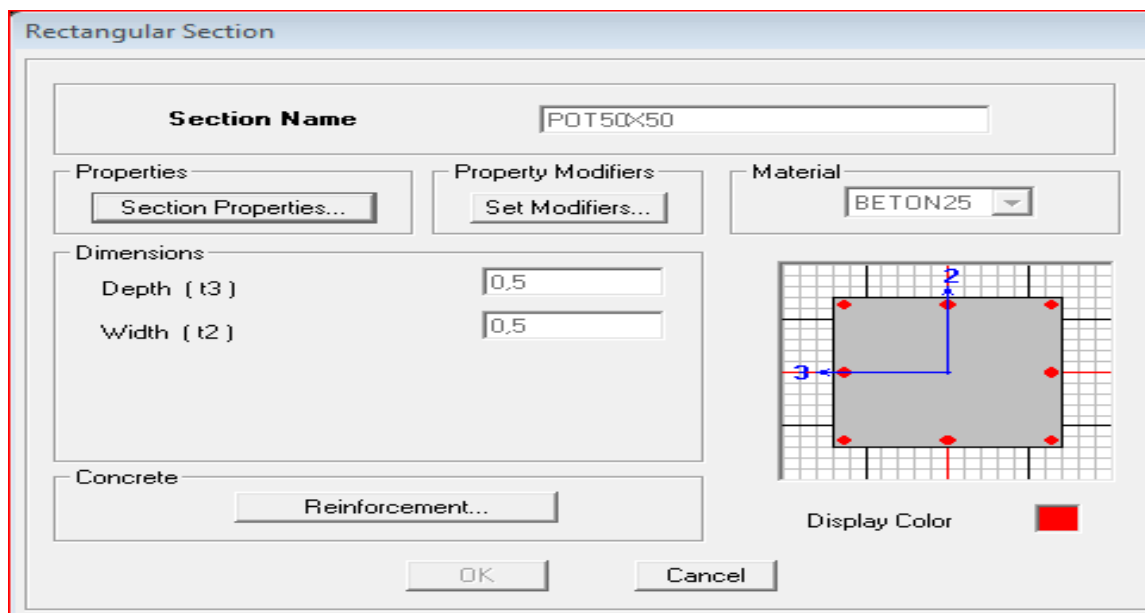


Fig IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires

→ « Reinforcement Data » → « OK » → « OK ».

The screenshot shows the 'Reinforcement Data' dialog box with the following settings:

- Design Type:** Column, Beam
- Configuration of Reinforcement:** Rectangular, Circular
- Lateral Reinforcement:** Ties, Spiral
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 0,025
 - Number of Bars in 3-dir: 3
 - Number of Bars in 2-dir: 3
 - Bar Size: #9
 - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:** Reinforcement to be Checked, Reinforcement to be Designed

Buttons: OK, Cancel

❖ Poutre

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace « Column » par « Beam »

The screenshot shows the 'Reinforcement Data' dialog box with the following settings:

- Design Type:** Column, Beam
- Concrete Cover to Rebar Center:**
 - Top: 0,025
 - Bottom: 0,025
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:**

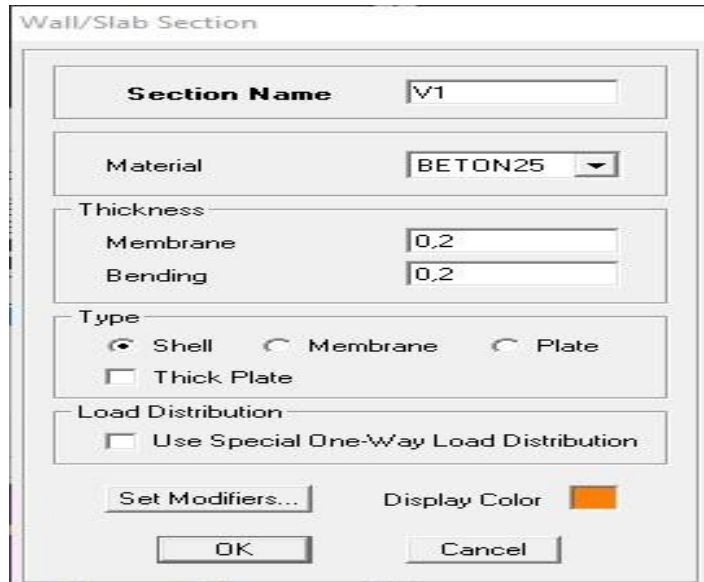
	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

Buttons: OK, Cancel

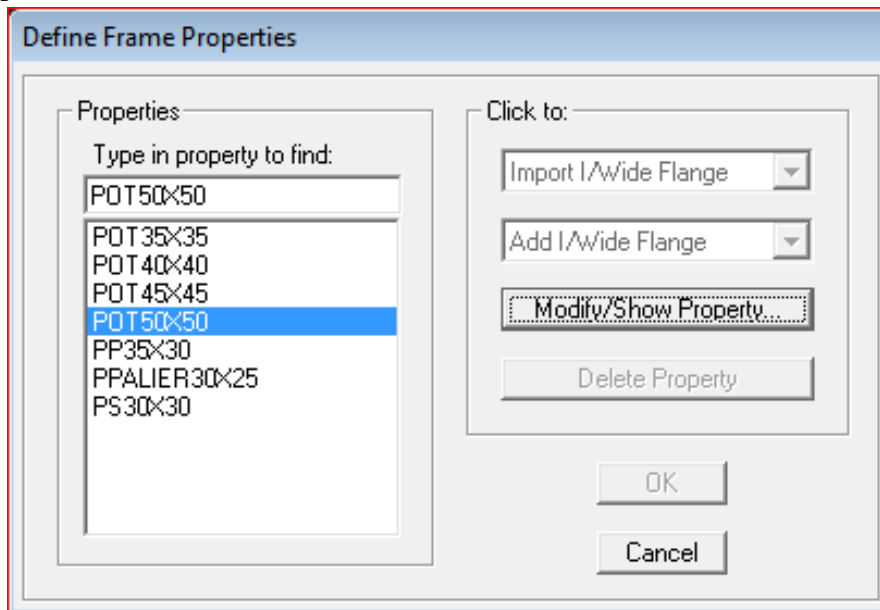
❖ Les voiles

« Ddefine » → « Wall/Slab/Deck sections » → « Add New Wall »

Et on remplit comme il est indiqué :



Et en finale pour tous les sections on aura :



3-b - L'affectation des éléments dans la structure

❖ Les poteaux


On clique sur l'icône :



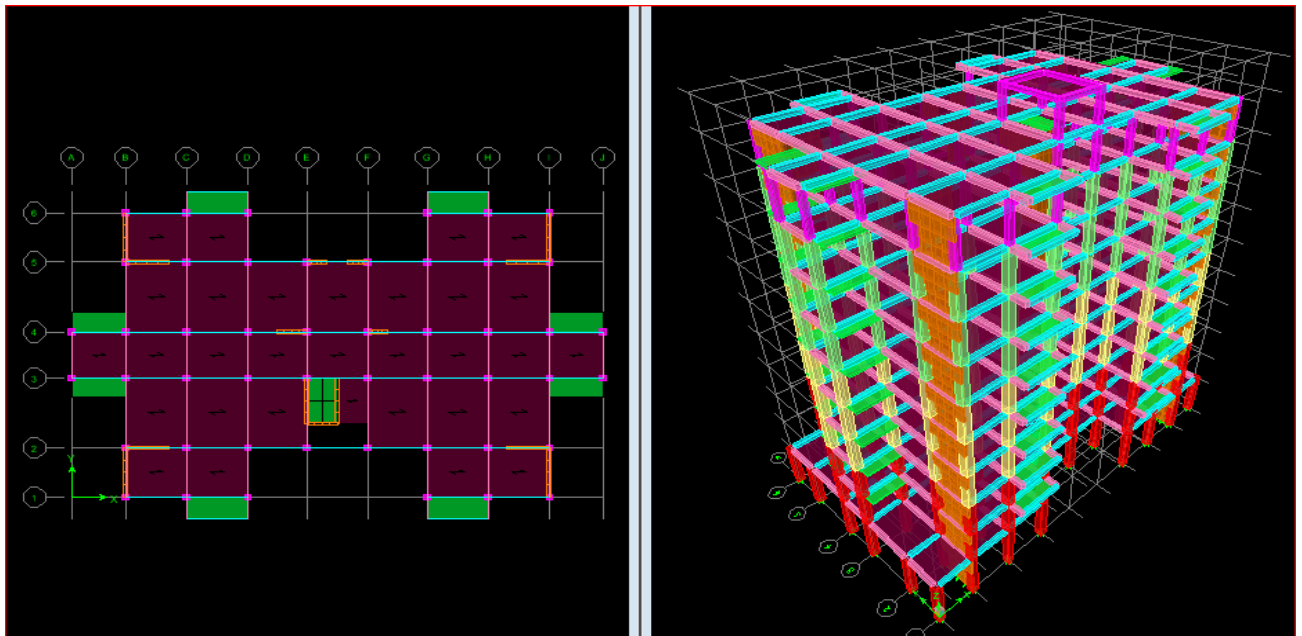
Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

On choisit le nom de la section (**POT 50× 50**) par exemple et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icone

- ❖ Les poutres 
- ❖ Les voiles 

A la fin on aura



4 - Quatrième étapes

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives des périodes propre.

Les données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique

TiziOuzou ville classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme une zone de moyenne sismicité (**zoneIIa**).

- Groupe d'usage

Ouvrages courants ou d'importance moyenne(ouvrage courants, du 3.2 du RPA 2003 Art 3.2).

- Coefficient de comportement R

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA.

$$R = 3.5$$

- Amortissement

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) **10**

- Site

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

Dans notre cas Site : **S3**

- Facture de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **La redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques ou voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

- **La régularité en plan**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte et le rapport : Longueur/largeur égale la somme des dimensions de patier rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25%.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de la dernière.

- **La régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

- **Contrôle de la qualité des matériaux.**

- **Contrôle de la qualité d'exécution.**

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

❖ Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	sens x-x	sens y-y
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	0.05
La redondance en plan	0.05	0.05
La régularité en plan	0.05	0.05
La régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau IV.1 : valeurs pénalités selon les caractères de qualité

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q 'est satisfait ou non'

Sens x-x → $Q_x = 1 + 0.20 = 1,20$

Sens y-y → $Q_y = 1 + 0.20 = 1,20$.

Après avoir vérifiées conditions ci-dessus en trouve le facteur de quantité **Q = 1,20**.

On introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

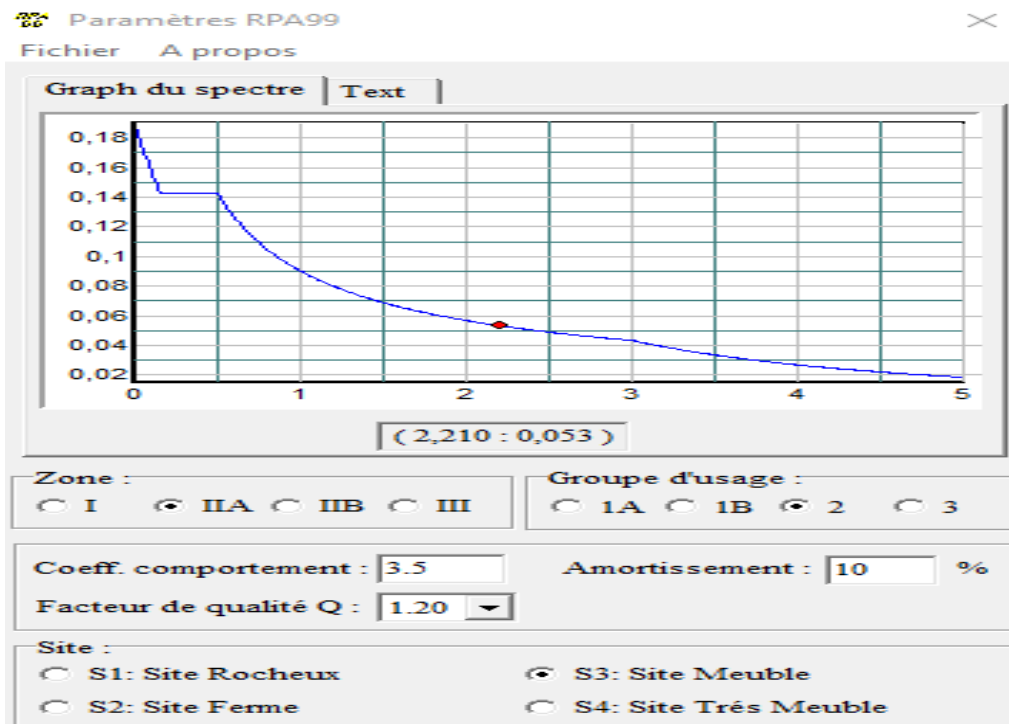


Fig IV.6: Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99

On clique sur « **Text** » → « **enregistré** ».

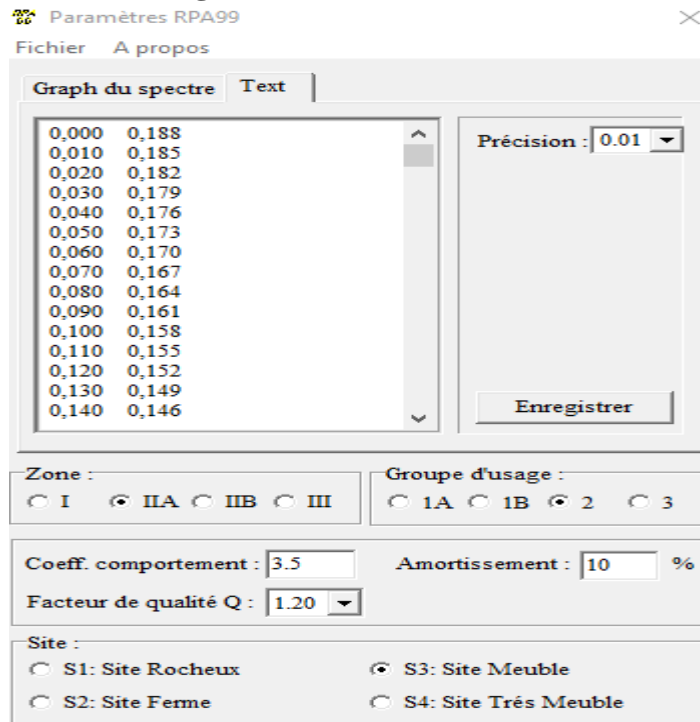


Fig IV.7 : spectre de réponse RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

« **Define** » → « **Response spectrum** » → « **Function spectre from file** »

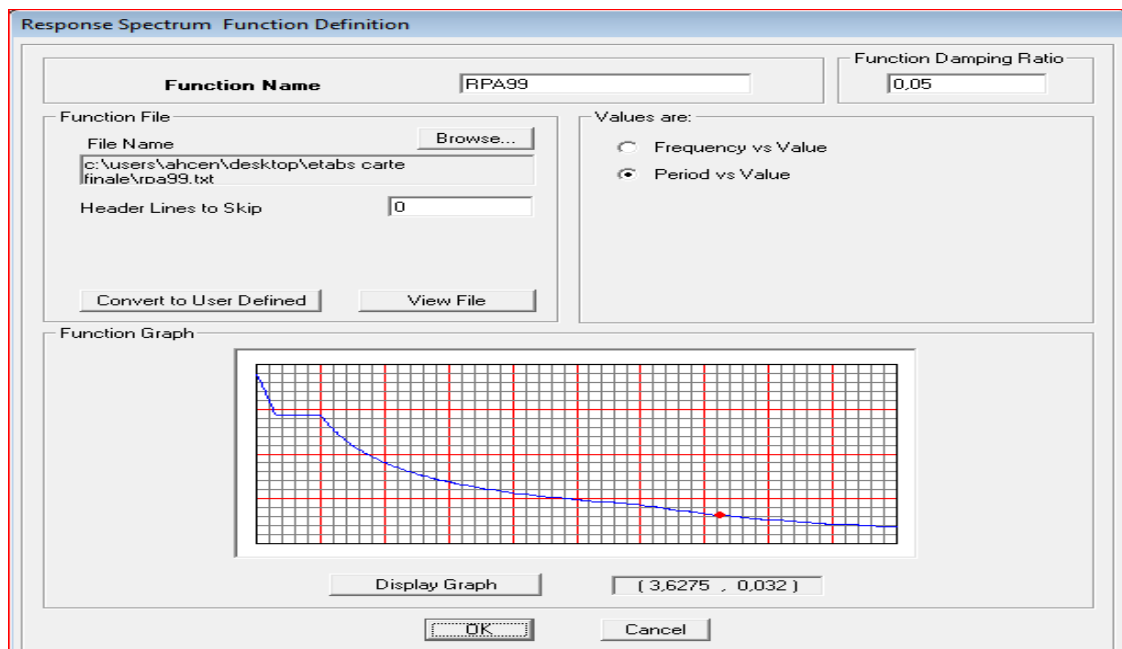


Fig IV.8 : Interface d'introduction du spectre

5 - Cinquième étapes

Cette étape consiste à définir les charges sismiques E.

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

« Define » → « Response Sepectrum Cases » → « Add New Spectrum ».

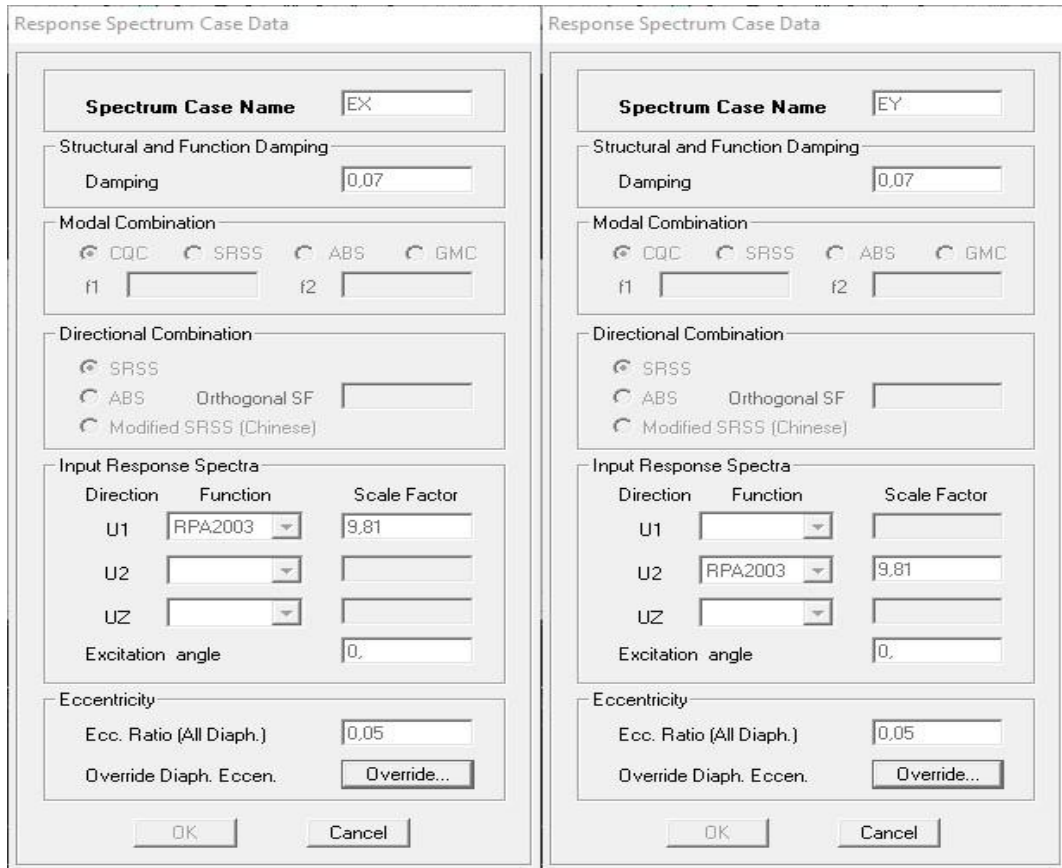


Fig IV.9 : Interface de définition des caractéristiques du spectre

6 - Sixième étapes

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques qui lui revient en cliquant sur :

« Assing » → « Sell/areas load » → « Uniform ».

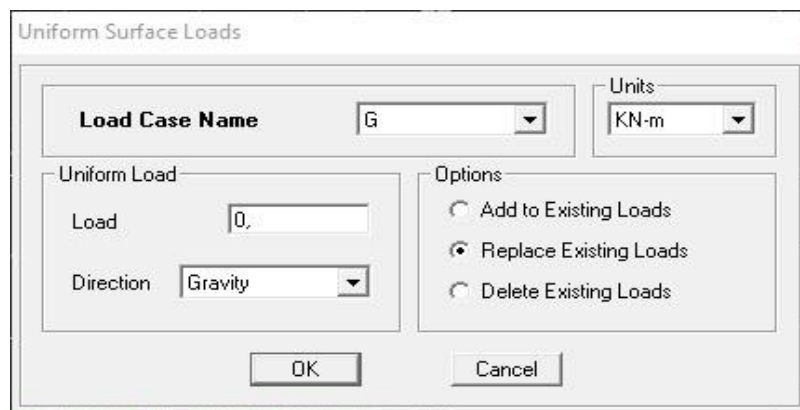


Fig IV.10 : Interface d'introduction des charges pour les dalles

7 - Septième étapes

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- Combinaison à l'ELU \rightarrow BAEL91 $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$
- Combinaison accidentelles du RPA \rightarrow Accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

« **Define** » \rightarrow « **Loads Combinaisons** » \rightarrow « **Add new combo** »

Exemple ELU on remplit comme suit :

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 6 combinaisons.

8 - Huitième étapes

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante

« **Define** » \rightarrow « **mass source** » \rightarrow « **from loads** ».

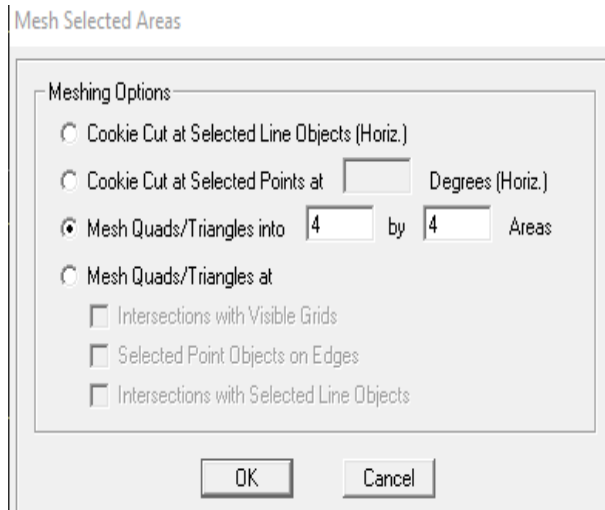
Load	Multiplier
G	1
G	1
Q	0,2

9 - Neuvième étapes


Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines. Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes : Sélectionnez tous les voiles et les loggias

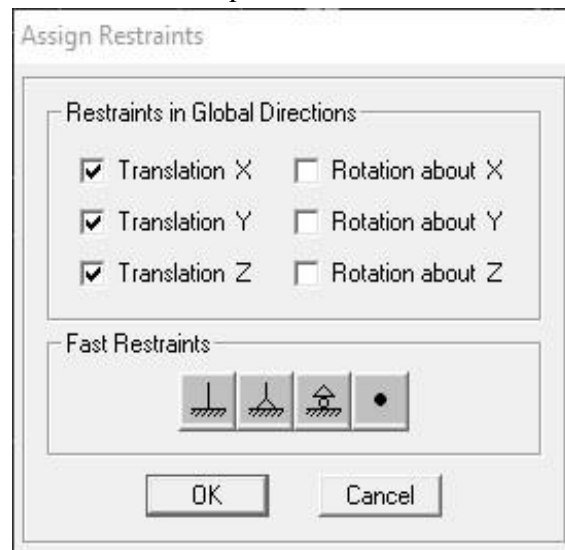
« Edit » → « Mesh Areas »

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit :



10 - Dixième étapes

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et on leur attribue un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

11 - Onzième étapes

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masses supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maître). Alors on doit relier les nœuds du 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 ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

« Assign » → « Joint/point » → « Diaphragm » → « Add New Diaphragm ».

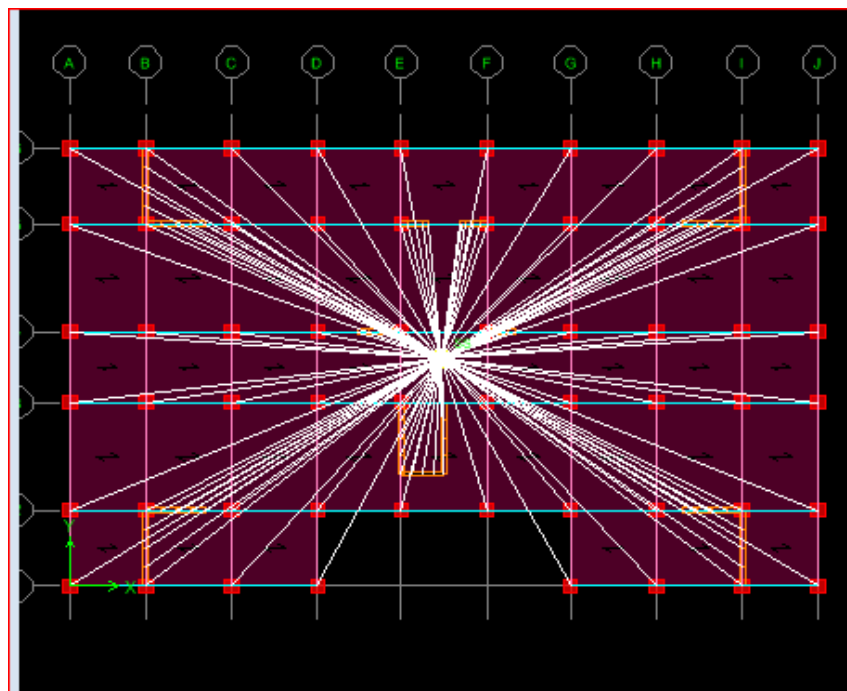
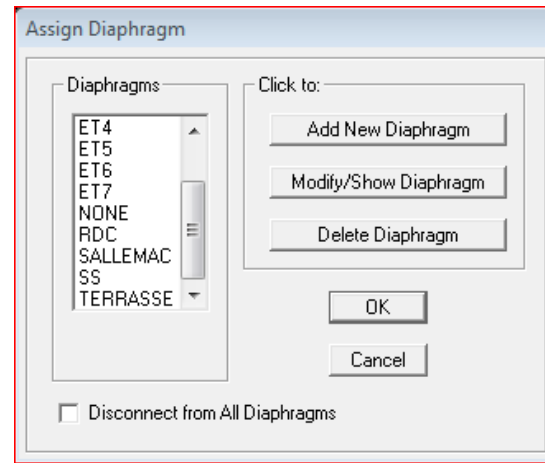


Fig IV.11 : Exemple diaphragme SOL

On suit la même étape pour les autres planchers.

12 - Douzièmes étapes

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

« Analyse » → « RunAnalysis » ou on clique sur le bouton **F5**.

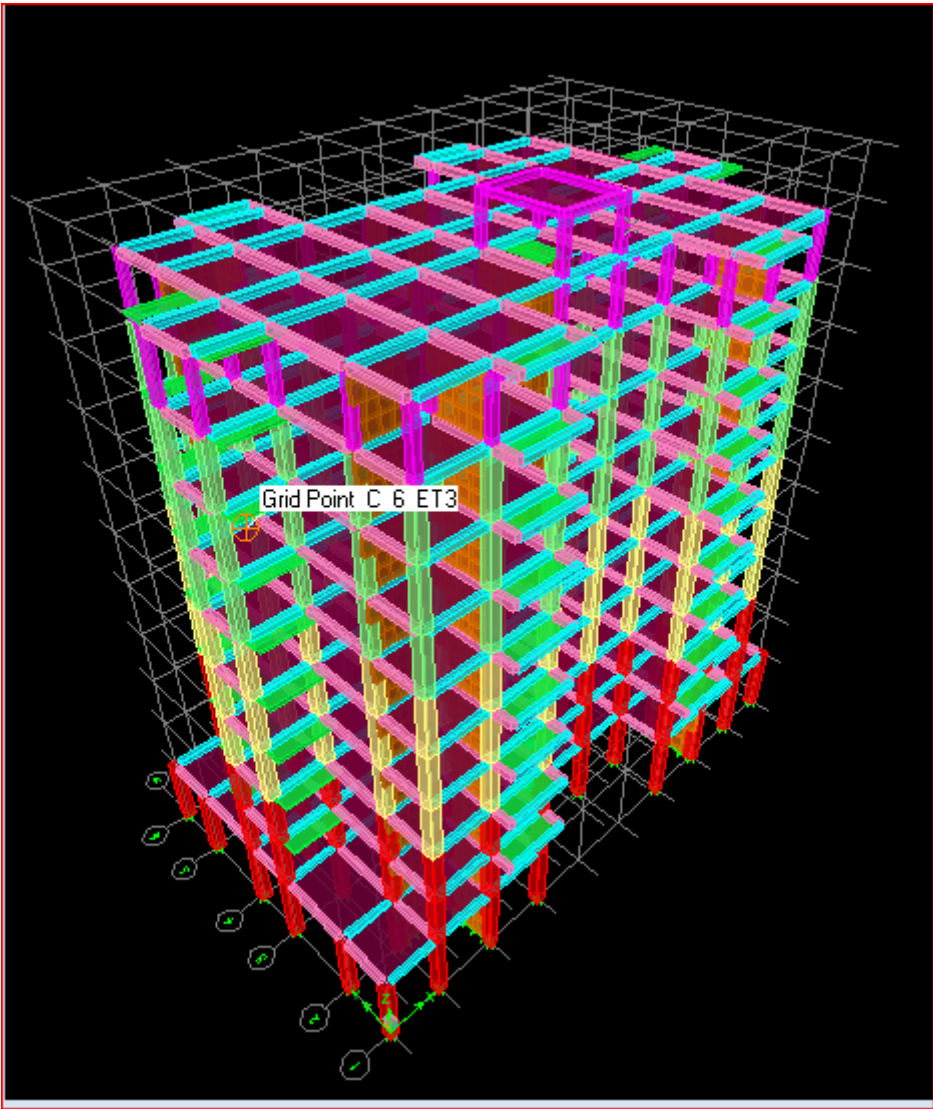


Fig IV.12 : Modèle finale de notre structure

Chapitre V

Vérification des conditions du RPA

Vérification des résultats ETABS selon RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage des éléments structuraux, le Règlement parasismique Algérien (RPA 2003) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure ;
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe ;
- ✓ Vérification de la participation modale ;
- ✓ Vérification vis-à-vis des déformations ;
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ).

Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismique peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Dans le cadre de ce travail, la méthode dynamique modale spectrale est utilisée dans laquelle il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

V-1 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7)

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans

Soient :

C_M : centre de masse .

C_R : centre de gravité.

On doit vérifier :

$$|X_{C_M} - X_{C_R}| \leq 0.05 L_x. \quad (\text{Sens X-X})$$

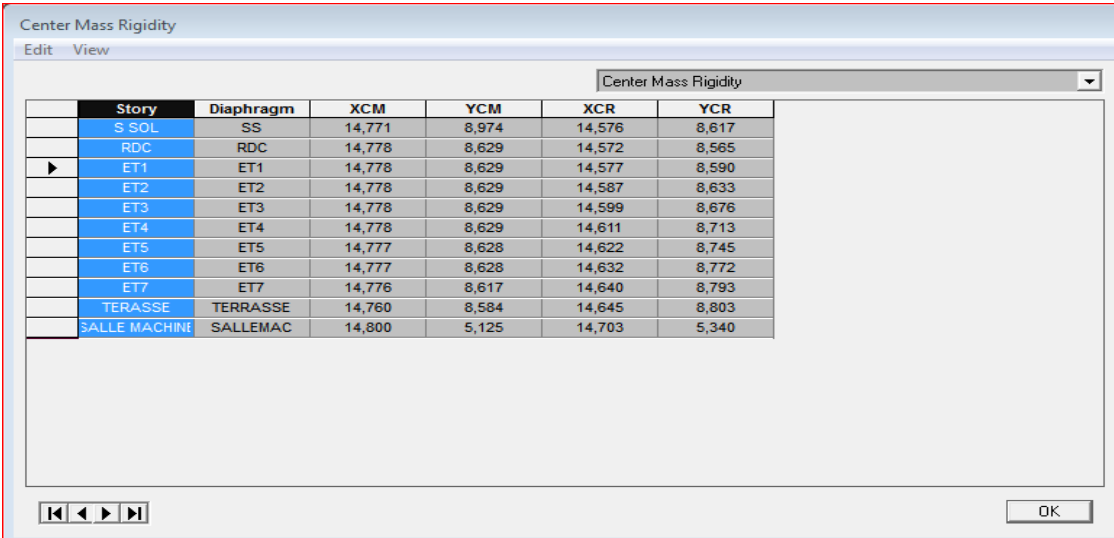
$$|Y_{C_M} - Y_{C_R}| \leq 0.05 L_y. \quad (\text{Sens Y-Y})$$

Avec :

X_{C_M} : le centre de masse;

X_{C_R} : le centre de torsion .

Suivant les étapes : (Display → show table → building output → centre Masse Rigidité) :



The screenshot shows a software window titled "Center Mass Rigidity" with a table of data. The table has columns for Story, Diaphragm, XCM, YCM, XCR, and YCR. The rows represent different levels of the building, from S SOL to SALLE MACHINE.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
S SOL	SS	14,771	8,974	14,576	8,617
RDC	RDC	14,778	8,629	14,572	8,565
ET1	ET1	14,778	8,629	14,577	8,590
ET2	ET2	14,778	8,629	14,587	8,633
ET3	ET3	14,778	8,629	14,599	8,676
ET4	ET4	14,778	8,629	14,611	8,713
ET5	ET5	14,777	8,628	14,622	8,745
ET6	ET6	14,777	8,628	14,632	8,772
ET7	ET7	14,776	8,617	14,640	8,793
TERRASSE	TERRASSE	14,760	8,584	14,645	8,803
SALLE MACHINE	SALLEMAC	14,800	5,125	14,703	5,340

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

Story	D	XCM	YCM	XCR	YCR	$ X_{CM} - X_{CR} $	$5\%L_x$	obs.	$ Y_{CM} - Y_{CR} $	$5\%L_y$	obs.
S SOL	SS	14,771	8,974	14,576	8,617	0,195	1,5	C.V	0,357	0,995	C.V
RDC	RDC	14,778	8,629	14,572	8,565	0,206	1,5	C.V	0,064	0,995	C.V
ET1	ET1	14,778	8,629	14,577	8,59	0,201	1,5	C.V	0,039	0,995	C.V
ET2	ET2	14,778	8,629	14,587	8,633	0,191	1,5	C.V	0,004	0,995	C.V
ET3	ET3	14,778	8,629	14,599	8,676	0,179	1,5	C.V	0,047	0,995	C.V
ET4	ET4	14,778	8,629	14,611	8,713	0,167	1,5	C.V	0,084	0,995	C.V
ET5	ET5	14,777	8,628	14,622	8,745	0,155	1,5	C.V	0,117	0,995	C.V
ET6	ET6	14,777	8,628	14,632	8,772	0,145	1,5	C.V	0,144	0,995	C.V
ET7	ET7	14,776	8,617	14,64	8,793	0,136	1,5	C.V	0,176	0,995	C.V
TERA SSE	TER RAS	14,76	8,584	14,645	8,803	0,115	1,5	C.V	0,219	0,995	C.V
S M	SM	14,8	5,125	14,703	5,34	0,097	1,5	C.V	0,215	0,995	C.V

Tableau V.1 : Vérification de la régularité structurelle en plan sens X et sens Y

Conclusion

On remarque que la condition sur l'excentricité est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et aussi vérifiée pour la plupart des étages dans le sens Y-Y.

V-2 Pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4)

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,85 s.

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participation massique de tous les modes.

Display → show table → modal information → building modal information → table : modal participating masse ratios .

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
1	0,858851	69,9212	0,0269	0,0000	69,9212	0,0269	0,0000	0,0367	97,7182	0,9943	0,0367	97,7182
2	0,814473	0,1920	62,3145	0,0000	70,1132	62,3413	0,0000	90,2488	0,2648	5,3120	90,2855	97,9831
3	0,794531	0,8643	5,5099	0,0000	70,9775	67,8512	0,0000	8,0026	1,1402	60,7281	98,2880	99,1232
4	0,235174	16,9090	0,0065	0,0000	87,8866	67,8577	0,0000	0,0001	0,5616	0,0000	98,2881	99,6849
5	0,196654	0,0053	14,0585	0,0000	87,8919	81,9162	0,0000	0,9937	0,0002	4,8776	99,2818	99,6850
6	0,192200	0,0047	4,9506	0,0000	87,8966	86,8668	0,0000	0,3581	0,0012	14,0266	99,6399	99,6862
7	0,111586	5,4558	0,0009	0,0000	93,3524	86,8677	0,0000	0,0000	0,2282	0,0005	99,6399	99,9144
8	0,102524	0,0027	0,6467	0,0000	93,3551	87,5144	0,0000	0,0376	0,0001	0,0036	99,6775	99,9145
9	0,098366	1,0110	0,0055	0,0000	94,3661	87,5200	0,0000	0,0003	0,0249	0,1680	99,6778	99,9394
10	0,091914	0,0094	0,0137	0,0000	94,3755	87,5337	0,0000	0,0009	0,0003	0,1148	99,6787	99,9396
11	0,085003	0,0040	2,8387	0,0000	94,3795	90,3724	0,0000	0,1067	0,0001	4,3583	99,7855	99,9397
12	0,083122	0,0135	3,9595	0,0000	94,3930	94,3318	0,0000	0,1478	0,0003	3,1019	99,9332	99,9401

Tableau V.2 : Pourcentage de participation de la masse modale

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

- Le premier mode de vibrations est : une translation suivant l'axe X-X, il mobilise **69,9212 %** de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est : une translation suivant l'axe Y-Y, il mobilise **62,3145 %** de la masse.
- Le troisième mode de vibration est : **une rotation.**

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment au septième mode dans le sens(x-x) et au 11^{eme} mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

V-3 Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4)

La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)

La période donné par l'ETABS est : $T=0,839s$

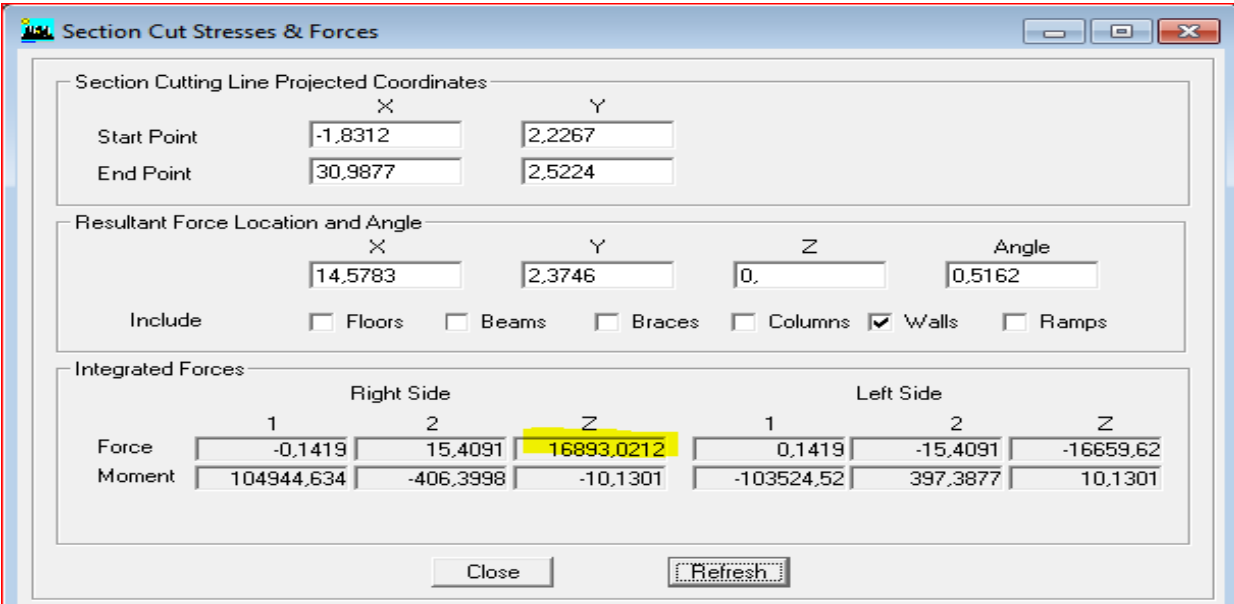
$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0,05 \times 31,62^{0,75} = 0,6667$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,6667 = 0,8667s > 0,85s \quad \text{condition vérifiée.}$$

V-4 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

- **Charges verticales repris par les voiles :**



Section Cutting Line Projected Coordinates						
	X		Y			
Start Point	-1,8312		2,2267			
End Point	30,9877		2,5224			

Resultant Force Location and Angle			
	X	Y	Angle
	14,5783	2,3746	0,5162

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0,1419	15,4091	16893,0212	0,1419	-15,4091	-16659,62
Moment	104944,634	-406,3998	-10,1301	-103524,52	397,3877	10,1301

Figure V.1 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles.

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

Charge reprise par les voiles : 16893,0212kN (24,9%).

- Charges verticales repris par les portiques :

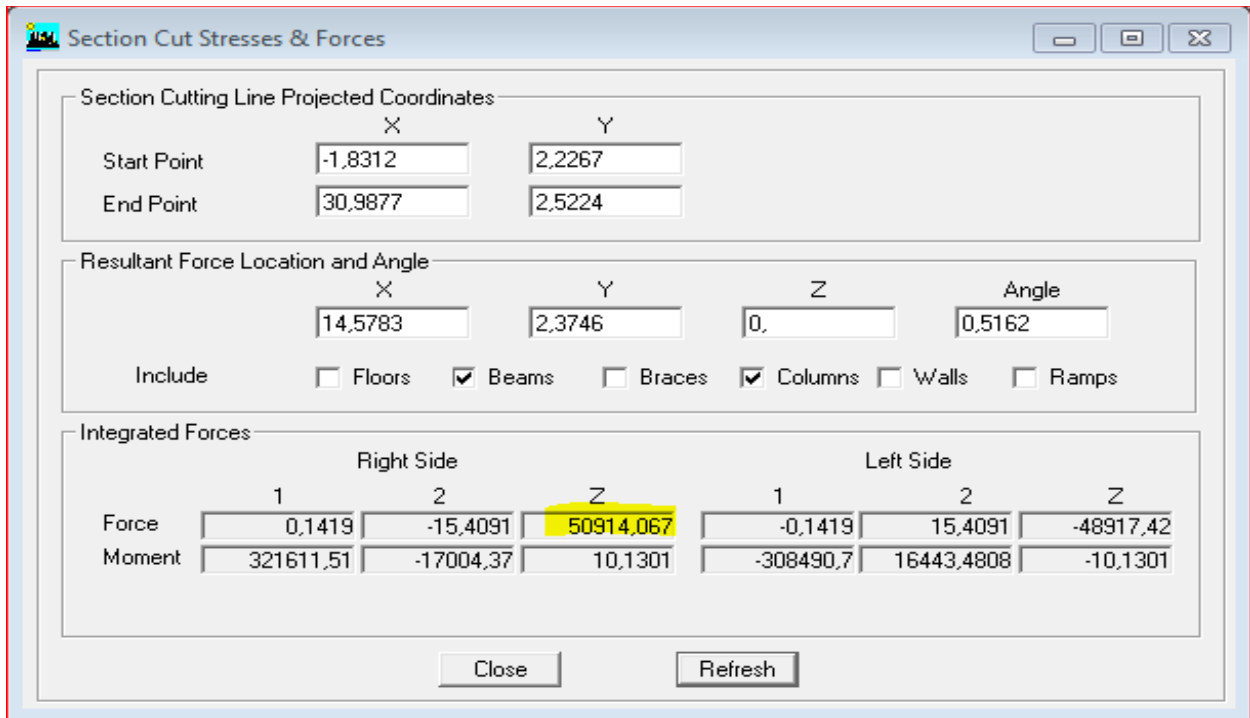


Figure V.2 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques

Charge reprise par les portiques : 50914,067kN (75,08%).

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

V-5 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA/ version 2003)

Selon le **RPA** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent (**RPA 2003 Art 4.2**).

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Art 4.2.3) RPA2003}$$

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

- **A : coefficient d'accélération de zone** : donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (**Zone II, groupe d'usage 2**) → **A=0.15**.
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) :
Valeurs de T_1 et T_2 :

Site (S3) : $T_1 = 0,15 s$; $T_2 = 0,50 s$

- η : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ (%) = 10 %, on a $\eta = 0,763$.

Donc :

- **R : coefficient de comportement global de la structure**, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4) RPA. (**R=3.5**)
- **Q : facteur de qualité** : dont la valeur est donné par la formule : $Q=1+\sum P_q$ (**formule 4.4**) RPA.
- **P_q**: est la pénalité à retenir selon les caractères de qualité 'satisfait ou non'. Sa valeur est donnée par le **Tableau (4.4) RPA2003**.

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

Tel que :

Critère q	Sens longitudinales (X)		Sens transversale (Y)	
	Observé ou non	P _q	Observé ou non	P _q
1- condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	oui	0.05	non	0.05
3-Régularité en plan	oui	0.05	Oui	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0.05	non	0.05
5-control de la qualité des matériaux	oui	0.00	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
Somme		0.20		0.20

Tableau V.3 : valeurs pénalités selon les caractères de qualité

$$Q_x = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20;$$

$$Q_y = 1 + \sum P_q = 1 + 0,20 = 1,20.$$

Finalement

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,5}{0,858}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,33 \rightarrow \mathbf{D = 1.33}$$

❖ Calcul du poids total de la structure w_t

Du logiciel ETABS

Display → show table (combinaison poids) → building output → Story Shears .

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET7	POID	Bottom	8498,37	0,00	0,00	0,000	72673,023	-125468,
ET6	POID	Top	11559,38	0,00	0,00	0,000	99071,328	-170795,
ET6	POID	Bottom	12680,04	0,00	0,00	0,000	108747,759	-187257,
ET5	POID	Top	15741,05	0,00	0,00	0,000	135146,064	-232584,
ET5	POID	Bottom	16861,71	0,00	0,00	0,000	144822,495	-249046,
ET4	POID	Top	19922,72	0,00	0,00	0,000	171220,800	-294374,
ET4	POID	Bottom	21199,43	0,00	0,00	0,000	182247,149	-313146,
ET3	POID	Top	24260,44	0,00	0,00	0,000	208645,454	-358473,
ET3	POID	Bottom	25537,16	0,00	0,00	0,000	219671,804	-377245,
ET2	POID	Top	28598,17	0,00	0,00	0,000	246070,109	-422572,
ET2	POID	Bottom	29874,89	0,00	0,00	0,000	257096,459	-441344,
ET1	POID	Top	32935,90	0,00	0,00	0,000	283494,764	-486671,
ET1	POID	Bottom	34387,03	0,00	0,00	0,000	296029,846	-508024,
RDC	POID	Top	37448,05	0,00	0,00	0,000	322428,151	-553351,
RDC	POID	Bottom	38899,18	0,00	0,00	0,000	334963,234	-574705,
S SOL	POID	Top	42587,85	0,00	0,00	0,000	368455,903	-629297,
S SOL	POID	Bottom	44758,41	0,00	0,00	0,000	387540,409	-661257,

Tableau V.4 : Valeur du poids total de la structure

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :
 Display → show table (deux combinaison EX et EY) → Modal information →
 building modal information → response spectrum base reaction .

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	10	U1	0,66	-0,80	0,00	3,885	2,128	-18,81
EX	11	U1	0,28	7,54	0,00	-28,286	0,863	108,41
EX	12	U1	0,96	-16,42	0,00	61,355	2,898	-251,68
EX	All	All	3291,26	48,87	0,00	883,303	70655,910	28278,4
EY	1	U2	59,83	1,17	0,00	-26,508	1368,080	-497,1
EY	2	U2	-156,23	2814,23	0,00	-65512,850	-3548,762	42925,6
EY	3	U2	100,45	253,63	0,00	-5912,645	2231,785	2875,5
EY	4	U2	20,73	0,41	0,00	-1,007	73,082	-175,1
EY	5	U2	-17,08	876,77	0,00	-4508,996	-60,164	13099,4
EY	6	U2	-9,53	308,75	0,00	-1606,193	-91,781	4657,3
EY	7	U2	4,77	0,06	0,00	-0,262	18,880	-39,09
EY	8	U2	-2,86	44,35	0,00	-206,824	-10,601	683,90
EY	9	U2	5,18	0,38	0,00	-1,820	15,707	-48,13
EY	10	U2	-0,80	0,96	0,00	-4,689	-2,568	22,70
EY	11	U2	7,54	201,17	0,00	-754,586	23,017	2892,2
EY	12	U2	-16,42	281,58	0,00	-1052,290	-49,701	4316,2
EY	All	All	48,87	3315,78	0,00	71435,848	879,288	49180,7

Tableau V.5 : la résultante des forces sismiques

Application numérique

W (poids totale de la structure) → (Ssol Bottom) = **44758,41 KN**.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,20}{3,5} \times 44758,41 = 3061,47 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,20}{3,5} \times 44758,41 = 3061,47 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 3291,26 > 0,8V_x = 0,8 \times 3061,47 \text{ KN} = 2449,176 \text{ KN} ;$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 3315,78 > 0,8V_y = 0,8 \times 3061,47 \text{ KN} = 2449,176 \text{ KN} .$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

V-6 Vérification des déplacements maximaux

Suivant EX : On vérifie que les déplacements relatifs entre étage voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 2003 article 5.10). Les résultats déplacement sont calculés par le logiciel ETABS.

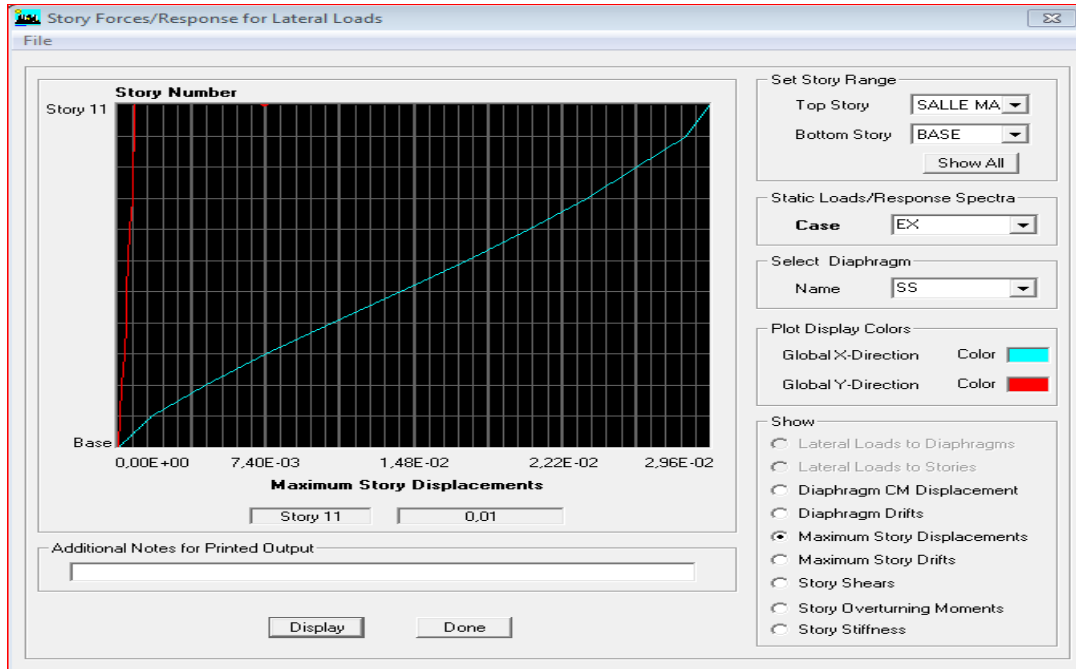


Fig V.3 : Vérification des déplacements selon E_x

$$\delta_{\max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,06324 \text{ m} \rightarrow \text{(condition Vérifié)}$$

Suivant EY :

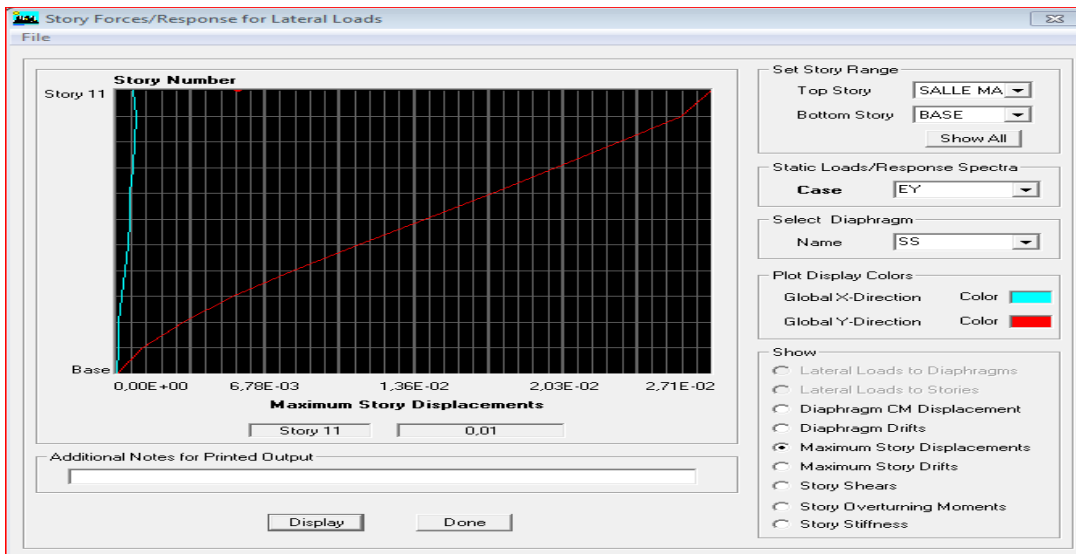


Fig V.4: Vérification des déplacements selon E_y

$$\delta_{\max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,06324 \text{ m} \rightarrow \text{(condition Vérifié)}$$

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

V-7 Justification de la sécurité

A. Justification vis-à-vis des déformations

Calcul des déplacements (Art 4.43/Rpa2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{e_k}$$

δ_{e_k} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ (Art 5.10) RPA

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe (4.2.10), ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

Display → **show table** → **déplacements** → **déplacement data** → **table : Diaphragme CM dis placement.**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Story	d_{ex}^K	d_{ey}^K	R	$d_x^K = d_{ex}^K \times R$	$d_y^K = d_{ey}^K \times R$	D_x^k	D_y^k	$0.01\% h_e$	COND
S.M	0,0286	0,0272	3,5	0,1001	0,0952	0,0063	0,0063	0,024	CV
TERR	0,0268	0,0254	3,5	0,0938	0,0889	0,0091	0,01015	0,0306	CV
ET7	0,0242	0,0225	3,5	0,0847	0,07875	0,0098	0,0105	0,0306	CV
ET6	0,0214	0,0195	3,5	0,0749	0,06825	0,0105	0,01085	0,0306	CV
ET5	0,0184	0,0164	3,5	0,0644	0,0574	0,0105	0,01085	0,0306	CV
ET4	0,0154	0,0133	3,5	0,0539	0,04655	0,0112	0,0105	0,0306	CV
ET3	0,0122	0,0103	3,5	0,0427	0,03605	0,01085	0,0098	0,0306	CV
ET2	0,0091	0,0075	3,5	0,03185	0,02625	0,01015	0,0091	0,0306	CV
ET1	0,0062	0,0049	3,5	0,0217	0,01715	0,00945	0,0077	0,0306	CV
RDC	0,0035	0,0027	3,5	0,01225	0,00945	0,00735	0,00595	0,0306	CV
S.S	0,0014	0,001	3,5	0,0049	0,0035	0,0049	0,0035	0,0408	CV

Tableau V.6 : calcul des déplacements

Conclusion :

Les déplacements inter étages sont vérifiés.

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

B. Justification vis-à-vis de (l'effet P-Δ) (Art5.9) RPA

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant V_x et V_y et le poids par le logiciel, on suit ces étapes:

Display → **show table** → **Analyses Results** → **building Output** →

Table Story Shears on Definit la combinaison **ExapresEy** et la combinaison **poids**

Story	P_k	Δ_x^k	Δ_y^k	h_K	V_K^x	V_K^y	θ_x	θ_y	Cndt
SALLE M	142,76	0,0063	0,0063	2,4	46,75	42,64	0,00801594	0,00878858	C.V
TERASSE	4316,7	0,0091	0,01015	3,06	687,11	725,82	0,01868295	0,0197273	C.V
ET7	8498,37	0,0098	0,0105	3,06	1244,07	1298,32	0,02187739	0,02246062	C.V
ET6	12680,04	0,0105	0,01085	3,06	1681,3	1730,26	0,02587875	0,02598469	C.V
ET5	16861,71	0,0105	0,01085	3,06	2038,7	2080,63	0,02838025	0,02873526	C.V
ET4	21199,43	0,0112	0,0105	3,06	2350,77	2389,91	0,03300735	0,03043761	C.V
ET3	25537,16	0,01085	0,0098	3,06	2623,59	2659,04	0,03451318	0,0307576	C.V
ET2	29874,89	0,01015	0,0091	3,06	2854,41	2883,27	0,03471639	0,0308135	C.V
ET1	34387,03	0,00945	0,0077	3,06	3050,17	3073,39	0,03481617	0,0281544	C.V
RDC	38899,18	0,00735	0,00595	3,06	3198,51	3220,27	0,02921182	0,02348787	C.V
S SOL	44758,41	0,0049	0,0035	4,08	3291,27	3315,78	0,01633229	0,01157969	C.V

Tableau V.7 : Vérification de l'effet (P-Δ) (sens X-X) et (sens y-y)

Conclusion

$\theta_x, \theta_y < 0,10$ → Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Chapitre V Vérification des conditions du RPA

V-8L'effort normal sismique (7.4.3.1) RPA2003

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

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

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

$f_{cj}=25$ MPa : La résistance caractéristique du béton.

ETAGE	Section (cm ²)	$ N_d $	v	Condition
S Sol / RDC / ET1	(50 × 50)	1690,22	0.27	Vérifier
ET2/ ET3/ET4	(45 × 45)	1046,4	0,2	Vérifier
ET5/ ET6/ET7	(40 × 40)	581,37	0,14	Vérifier
TERASSE/ SM	(35 × 35)	136,89	0,04	Vérifier

Tableau V.8 :Vérification L'effort normal sismique

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la Structure.

Chapitre VI

Ferrailage des éléments structural

VI.1 Ferrailage des poteaux

VI.1.1 Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment maximal et l'effort normal correspondant

On distingue trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	F_{bu}	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI 1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

VI.1.2 Recommandation du RPA (zone IIa)

VI.1.2.1 Armature longitudinales

Art : 7.4.2.1 RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets

♦ Leur pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h$$

Poteau (50x50) $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$

Poteau (40x40) $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$

Poteau (35x35) $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$

♦ Leur pourcentage maximal

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

Poteau (50x50) $A_{min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100cm^2$

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$

Poteau (40x40) $A_{min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$

Poteau (35x35) $A_{min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49cm^2$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

Poteau (50x50) $A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150cm^2$

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5cm^2$

Poteau (40x40) $A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96cm^2$

Poteau (35x35) $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5cm^2$

♦ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

- ◆ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- ◆ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- ◆ Les jonctions par **recouvrements** doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Etape de calcul

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ alors la section est partiellement comprimé (SPC).
- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

$$\text{avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow \text{Moment fictif.}$$

- Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suite :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bc}}$$

si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armés , donc il faut calculer A_l et A_l' .

On calcul :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

avec M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \delta_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \delta_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \delta_s} \text{ avec } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\delta_s}$.

- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifié ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\delta_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\delta_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\delta_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,375 + \frac{N_u(d-c)-M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{bc}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : 1,5 situation durable ;

γ_b : 1,15 situation accidentelle;

N_u : effort de compression.

VI .1.4 Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

Exemple de calcul

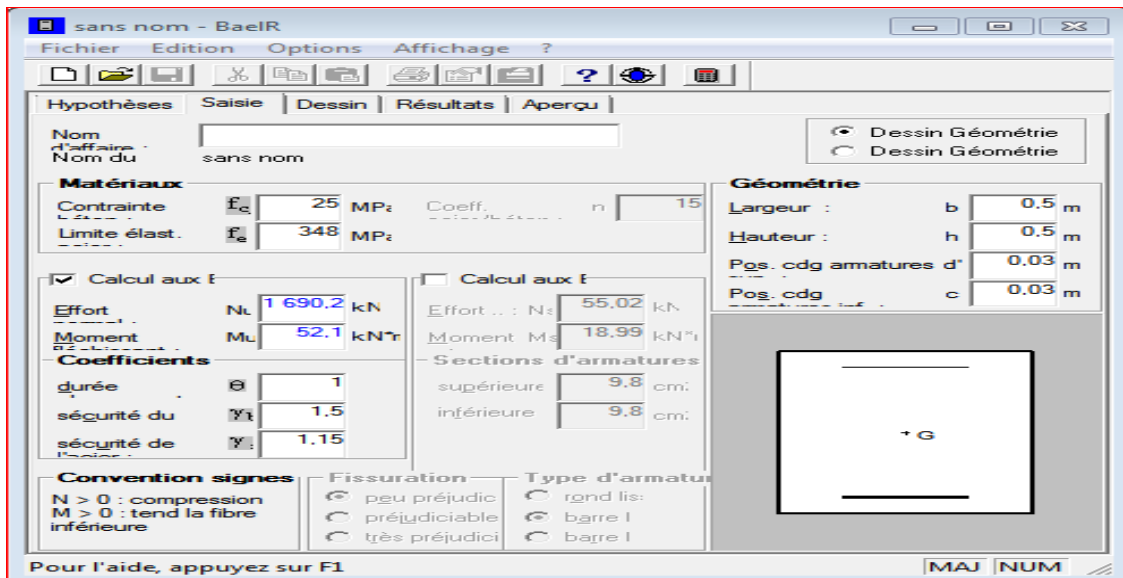
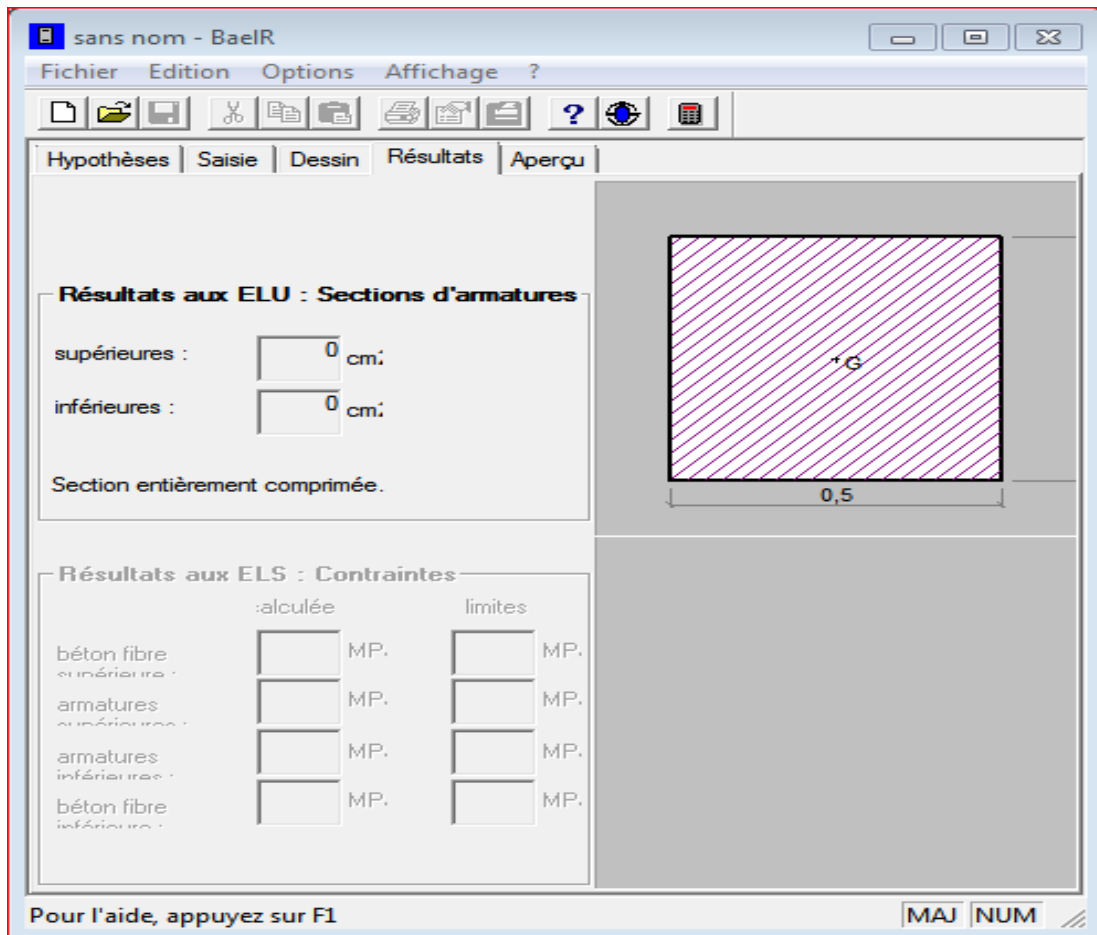


Fig VI 1 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats.

Puis la fenêtre suivante s'affiche



Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux

Story	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_u (m)	situation	$\frac{h}{2} - c$ (m)	A_{sc} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix d'armature (A_{adopte})
S sol/ 1 ^{ère} étage (50× 50)	$N_{max} - M_{corr}$	-1690,22	-52,098	0,03	accidentelle	0.22	0	0	20	4HA20+4HA16 = 20,59 cm ²
	$N_{min} - M_{corr}$	489,57	18,857	0,056	accidentelle		0	0		
	$N_{corr} - M_{max}$	-1184,42	-91,971	0,077	accidentelle		0	0		
2 ^{ème} / 4 ^{ème} étage (45 × 45)	$N_{max} - M_{corr}$	-1046,4	10,195	0,009	durable	0.195	0	0	16.2	4HA20+4HA12 = 17,08 cm ²
	$N_{min} - M_{corr}$	328,02	28,843	0,08	accidentelle		0	0		
	$N_{corr} - M_{max}$	-720,06	-88,047	0,122	accidentelle		0	0		
5 ^{ème} / 7 ^{ème} (40× 40)	$N_{max} - M_{corr}$	-581,37	-5,757	0,009	durable	0,17	0	0	12.8	4HA16+4HA12=14.19cm ²
	$N_{min} - M_{corr}$	-128,68	25,822	0,021	accidentelle		0	0		
	$N_{corr} - M_{max}$	-248,95	-68,591	0,275	accidentelle		0	0,72		
TERASSE Salle machine (35 × 35)	$N_{max} - M_{corr}$	-136,89	-4,664	0,042	durable	0,145	0	0	9,8	4HA12+4HA14 =10.676cm ²
	$N_{min} - M_{corr}$	-7,96	18,471	0,034	accidentelle		0	0,82		
	$N_{corr} - M_{max}$	-78,81	-48,526	0,615	accidentelle		0	1,85		

a) Armatures transversales (Art DC RPA2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec

V_u : effort tranchant de calcul .

h : hauteur de la section brut.

f_e : section brut .

ρ_a : coefficient limite élastique des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_a}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 \quad l_0: \text{ longueur libre du poteau}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f : longueur de flambement du poteau .

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{50} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4,284$$

$$\lambda_g = 4,284 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{45} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4,76 .$$

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75.$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{40} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5,355$$

$$\lambda_g = 5,355 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5.$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) \text{ cm}^2: \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{35} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6,12$$

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 .$$

a.1) Espacement des armatures transversales

Selon le (RPA99 modifiée 2003/ART7.4.2.2) la valeur maximal de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suite :

Poteaux(50 × 50)cm²

En zone nodale : (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} , 10 \phi_1^{\min}) = \min(15 \text{ cm} , 10 \times 1.6)$$

Soit : **S_t = 10 cm.**

En zone courante

$$S_t \leq 15 \phi$$

Soit: **S_t = 13 cm.**

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 58,82 \times 10^3 \times 13}{50 \times 40000} = 1.43 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit : } A_t = \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}.$$

Poteaux(45 × 45)cm²

En zone nodale (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} , 10 \phi_1^{\min}) = \min(15 \text{ cm} , 10 \times 1,2)$$

Soit : **S_t = 10 cm.**

En zone courante

$$S_t \leq 15 \phi$$

Soit: **S_t = 12 cm.**

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 58,51 \times 10^3 \times 12}{45 \times 40000} = 1,46 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit : } A_t = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}.$$

Poteaux(40 × 40)cm²

En zone nodale (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} , 10 \phi_1^{\min}) = \min(15 \text{ cm} , 10 \times 1,2)$$

Soit : **S_t = 10 cm.**

En zone courante

$$S_t \leq 15 \phi$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 44,59 \times 10^3 \times 15}{40 \times 40000} = 1,04 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 .$$

Poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

En zone nodale : (zone IIa)

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} , 10 \phi_1^{\min}) = \min(15 \text{ cm} , 10 \times 1,2)$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante

$$S_t \leq 15 \phi$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 35,5 \times 10^3 \times 15}{35 \times 40000} = 0,95 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

a.2) Longueur de recouvrement : (Art 7.4.2.1 RPA2003)

- Poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$;
- Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$;
- Poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$;
- Poteaux $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

a.3) Vérification la quantité d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA2003)

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b1$ en % est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$;
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t = 0,8\% \times S_t \times b$;
- Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_t = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$.

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau ;

b : dimension de la section droite du poteau considérée .

En zone nodale :

Poteaux (50× 50) cm² (**interpolation**) :

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 10 \times 50 = 2,4\text{cm}^2$$

Poteaux (45× 45) cm² (**interpolation**)

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62\text{cm}^2;$$

Poteaux (40× 40) cm²

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\text{cm}^2;$$

Poteaux (35× 35) cm²

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{cm}^2.$$

En zone courante :

Poteaux (50× 50) cm² (**interpolation**) :

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 13 \times 50 = 2,4\text{cm}^2$$

Poteaux (45× 45) cm² (**interpolation**)

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 12 \times 45 = 1,944\text{cm}^2;$$

Poteaux (40× 40) cm²

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0.3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2;$$

Poteaux (35× 35) cm²

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{t(\text{min})} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58\text{cm}^2.$$

b) Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.4.3.2 Rpa2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

Poteaux (50 × 50)cm²

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{58,82 \times 10^3}{500 \times 500} = 0,235 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,235 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$ (**condition vérifiée**).

Poteaux (45 × 45)cm²

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{58,51 \times 10^3}{450 \times 450} = 0,288 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,288 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$ (**condition vérifiée**).

Poteaux (40 × 40)cm²

$$\lambda_g = 5,335 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{44,59 \times 10^3}{400 \times 400} = 0,278 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,278 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ Mpa}$ (**condition vérifiée**).

Poteaux (35 × 35)cm²

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{35,5 \times 10^3}{350 \times 350} = 0,289 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,289 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ Mpa}$ (**condition vérifiée**).

Poteau	H(m)	b(cm)	T (KN)	λ_g	ρ_d	τ_b	τ_{bu}	Condition
(50× 50)	4,08	50	58,82	4,28	0,04	0,235	1	CV
(45× 45)	3,06	45	58,51	4,76	0,04	0,288	1	CV
(40 × 40)	3,06	40	44,59	5,335	0,075	0,278	1,875	CV
(35× 35)	3,06	35	35,5	6,12	0,075	0,289	1,875	CV

Tableau VI 2: récapitulatif des contraintes tangentielles

c) Vérification de la contrainte de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{Adopte}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{represente l'excentricité à l'ELS.}$$

Section	Combinaison	N_s	M_s	e_s (m)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	Obs
(50× 50)	$N_{\text{max}} - M_{\text{corr}}$	-1126,94	3.571	0,00316876	2,5	20	C.V
	$N_{\text{min}} - M_{\text{corr}}$	-24.85	6.08	0,24466801	0,19		C.V
	$N_{\text{corr}} - M_{\text{max}}$	-568.4	-18.106	0,03185433	3,3		C.V
(45× 45)	$N_{\text{max}} - M_{\text{corr}}$	-762.57	7.392	0,00969354	2,66	16,2	C.V
	$N_{\text{min}} - M_{\text{corr}}$	-154.36	-0.233	0,00150946	2,48		C.V
	$N_{\text{corr}} - M_{\text{max}}$	-432.68	16.846	0,03893409	3,9		C.V
(40× 40)	$N_{\text{max}} - M_{\text{corr}}$	-423.8	4.17	0,00983955	2,7	12,8	C.V
	$N_{\text{min}} - M_{\text{corr}}$	39.85	0.043	0,00107905	2,48		C.V
	$N_{\text{corr}} - M_{\text{max}}$	-167.26	16.222	0,09698673	2,5		C.V
(35× 35)	$N_{\text{max}} - M_{\text{corr}}$	-100.16	-3.398	0,03392572	4,41	9,8	C.V
	$N_{\text{min}} - M_{\text{corr}}$	-9.9	0.004	0,00040404	2,47		C.V
	$N_{\text{corr}} - M_{\text{max}}$	-55.02	18.992	0,34518357	0,69		C.V

Tableau VI -3: Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens longitudinale

d) Vérification de la contrainte normale à l'ELS

Etats limites de compression du béton

Pour les cas des poteaux, on vérifié l'état limite de compression du béton, pur cela, on calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions longitudinales et transversales et on les compare aux contraintes admissible afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$;

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se présenter par logiciel SOCOTEC.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimé ;

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimé.

Les contraintes obtenues sont

- σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton ;
- σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure;
- σ_{bi} : Cotrainte max dans la fibre inférieure du béton ;
- σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure .

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Section	N_s	M_s	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\overline{\sigma_d}$ (Mpa)	OBS
(50× 50)	-1126,94	3.571	3,6	3,39	15	53,8	51	348	C.V
	-24.85	6.08	0,27	0	15	3,64	-2,03	348	C.V
	-568.4	-18.106	2,28	1,24	15	33,3	19,6	348	C.V
(45× 45)	-762.57	7.392	3,35	2,72	15	49,7	41,4	348	C.V
	-154.36	-0.233	0,62	0,6	15	9,35	9,09	348	C.V
	-432.68	16.846	2,44	1	15	35,2	16,5	348	C.V
(40× 40)	-423.8	4.17	2,39	1,88	15	35,3	28,8	348	C.V
	39.85	0.043	0,2	0,2	15	3,05	2,98	348	C.V
	-167.26	16.222	1,85	0	15	25,5	-0,39	348	C.V
(35× 35)	-100.16	-3.398	0,98	0,34	15	13,8	5,94	348	C.V
	-9.9	0.004	0,07	0,06	15	0,98	0,97	348	C.V
	-55.02	18.992	2,57	0	15	30,8	-43,5	348	C.V

Tableau VI -4: vérification des contraintes dans le sens longitudinal

Résumé :

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales sont disposées comme montrés dans les schémas suivants :

Poteaux avec 08 barres pour tous les poteaux

Pour les poteaux de s sol

pour les poteaux des autres étages

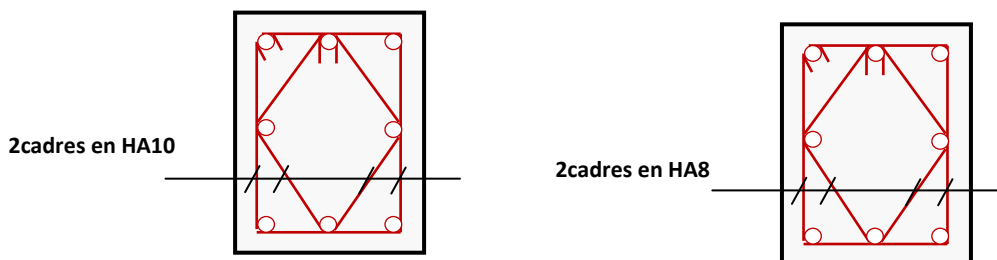


Fig VI 2 : Ferrailage armatures transversales des poteaux

VI.2. Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

Combinaisons considérées comme suivante

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.2.2.Recommandations du RPA99 :

VI.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2$$
 (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$. (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$$
. (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI.2.3 Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

- Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.4 Etude des poutres principales

Etapas de calcul à L'ELU

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimé selon le cas ;

A'_s : section supérieure la plus comprimé;

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable)} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle)} \end{cases}$$

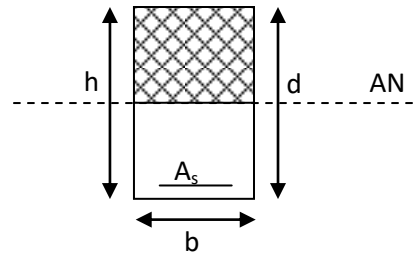
$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ (situation durable)} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ (situation accidentelle)} \end{cases}$$

Calcul du moment réduit μ_l :

Le moment réduit limite μ_l est égale a 0,392 pour les armatures FE400.

Si $\mu < \mu_l$ la section est simplement armée \Rightarrow la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée \Rightarrow la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul :
$$\begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta m = M_u - M_r \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :
$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées :
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

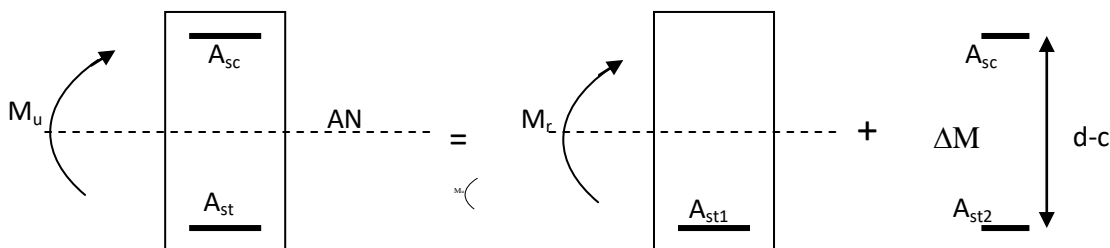


Fig.VI.3 : schéma de calcul en flexion simple

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	Situation	β	A cal (cm2)	Amin (cm2)	A adoptée (cm2)
Aux appuis	89,658	0,134	SSA	accidentelle	0,928	7,548	5,25cm ²	3HA16 + 2HA12 = 8,28
En travée	80,2	0,120		accidentelle	0,936	6,694		3HA16 + 2HA12 = 8,28

Tableau VI 5 Résumé de calcul des poutres principales.

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	Situation	β	A cal (cm2)	Amin (cm2)	A adoptée (cm2)
Aux appuis	65,378	0,137	SSA	accidentelle	0,926	6,926	4.5cm ²	3HA14+3HA12 =8,01
En travée	56,919	0,1197		accidentelle	0,936	5,63		3HA14+2HA12 =6,87

Tableau VI 6 Résumé de calcul des poutres secondaires

VI.2.5 Vérifications des conditions du RPA:

a) Vérification de la condition de non fragilité (ART A.4.21/ BAEL 91 modifié 99)

❖ poutre principale

$$A_{adop} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16\text{cm}^2$$

D'où : $A_{adop} = 8,28\text{cm}^2 > A_{min} = 1,34\text{cm}^2$ (En Travée) \Rightarrow condition vérifiée.

$A_{adop} = 8,28\text{cm}^2 > A_{min} = 1,34\text{cm}^2$ (aux appuis) \Rightarrow condition vérifiée.

❖ poutre secondaires

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1\text{cm}^2$$

D'où : $A_{adop} = 6,87\text{cm}^2 > A_{min} = 1,15\text{cm}^2$ (En Travée) \Rightarrow condition vérifiée.

$A_{adop} = 8,01\text{cm}^2 > A_{min} = 1,15\text{cm}^2$ (aux appuis) \Rightarrow condition vérifiée.

b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres .}$$

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.(ETABS)

❖ Sens principale :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,6 = 30,144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{129,02 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,30144} = 1,487 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} > 1,487 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée, donc il n'ya pas de risque d'entainment des barres.

❖ Sens secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{83,21 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,2638} = 1,298 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} > 1,298 \text{ Mpa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entainment des barres.

c) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Tel que $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$ la fussion est peu nuisible.

❖ Sens principale

$$V_u^{\max} = 129,02 \text{ KN}$$

D'où : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{129,02 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,34 < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa}$ (condition vérifiée).

❖ Sens secondaires

$$V_u^{\max} = 83,21 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{83,21 \times 10^3}{300 \times 270} = 1,027 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa (condition vérifiée).}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis**d.1) Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

❖ Sens principale

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 576,115 \text{ KN}$$

$$V_u = 129,02 \text{ KN} < \bar{V}_u = 576,115 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$$

❖ Sens secondaires

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,27 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 486,1 \text{ KN}$$

$$V_u = 83,21 \text{ KN} < \bar{V}_u = 486,1 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$$

d.2) Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BAEL 91 modifié 99) :

Lorsqu'au droit d'un

$$\text{appui } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) > 0 \Rightarrow$$

on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right); \text{ avec } M_u \text{ est pris avec son signe.}$$

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow$ *les Armatures supplémentaires ne sont pas nécessaire.*

❖ Sens principale :

$$\left(121,46 - \frac{89,658}{0,9 \times 0,32} \right) = -147,78 < 0$$

❖ Sens secondaire :

$$\left(167,65 - \frac{65,378}{0,9 \times 0,27} \right) = -101,39 < 0$$

Conclusion : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

e) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (Art A.6.1,22/BAEL91)**

On définit la longueur de scellement droit ' L_s ' comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les HA12 : $L_s = 42,33 \text{ cm}$; on prend 40 cm.

Pour les HA14 : $L_s = 49,38 \text{ cm}$; on prend 50 cm.

Pour les HA16 : $L_s = 56,44 \text{ cm}$. on prend 60 cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet ' L_s ' est au moins égal à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

Pour les HA12 : $L_c = 16 \text{ cm}$;

Pour les HA14 : $L_c = 20 \text{ cm}$;

Pour les HA16 : $L_c = 24 \text{ cm}$;

f) **Calcul des armatures transversales $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) :**

❖ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 19,2; 30\right) = 8,75 \text{ cm}$;

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$.

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc : la quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un cadre et un étrier donc **4HA8=2,01 cm²**.

❖ **Poutres secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 19,2; 30\right) = 7,5 \text{ cm}$;

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc : la quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un cadre et un étrier donc **4HA8=2,01 cm²**.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$$

ϕ_l : le plus petite diamètres des armatures longitudinales.

Poutre principales :

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

Poutre secondaires :

$$\phi_t \leq \min(0,857; 1,2; 3)$$

On a choisit : HA8

Remarque :

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VI.2.6 Vérification à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations ;
- Etat limite de résistance du béton en compression ;
- Etat limites de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton en compression

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$.
- Contrainte admissible de béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

On détermine $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les contraintes sont déterminées par les formules suivantes : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$.

Avec

σ_s : contrainte de traction des aciers .

A_s : Armatures adoptées à L'ELU.

K_1 et β_1 : sont tirés des tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Zone	Ms (KN.m)	As (cm2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travées	23,474	8,28	0,86	0,868	22,88	102,06	4,46	15	vérifiée.
Aux appuis	40,846	8,28	0,86	0,868	22,88	102,06	4,46	15	vérifiée.

Tableau VI 7 : Vérification du ferrailage des poutres principales

l' ELS.

Zone	Ms (KN.m)	As (cm2)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travées	20,272	6,87	0,848	0,869	23,17	125,76	5,42	15	vérifiée.
Aux appuis	23,973	8,01	0,99	0,861	20,97	128,74	6,13	15	vérifiée.

Tableau VI 8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à

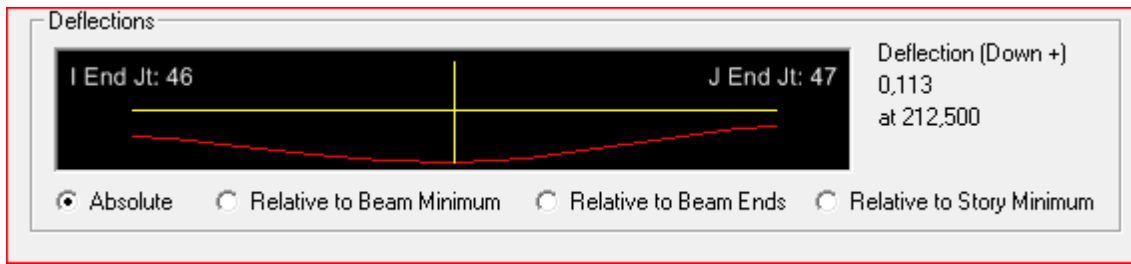
l' ELS.

c) Vérification de la flèche (Art.b.6.5,2/BAEL91 modifié99)

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

Poutres principales :La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 4,25 m.

$f_{max} = 0,113$ cm.

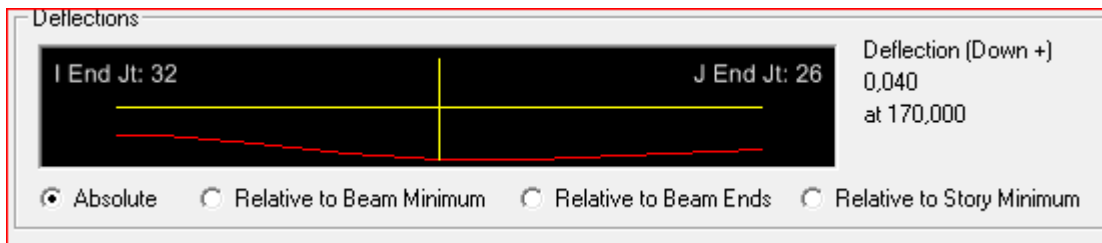


$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm.} \rightarrow \begin{cases} L : \text{la portée mesurée entre nus d'appuis} \\ (\bar{f}) : \text{la valeur limite de la flèche .} \end{cases}$$

D'où : $f_{\max} = 0,113\text{cm} < \bar{f} = 0,85\text{cm} \dots\dots\dots$ **(Condition vérifié).**

Poutres secondaires : La plus grande valeur de la flèche est dans la travée $L = 3,4 \text{ m}$.

$$f_{\max} = 0,04 \text{ cm.}$$



$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm.} \rightarrow \begin{cases} L : \text{la portée mesurée entre nus d'appuis} \\ (\bar{f}) : \text{la valeur limite de la flèche .} \end{cases}$$

Avec :

D'où : $f_{\max} = 0,04\text{cm} < \bar{f} = 0,68\text{cm} \dots\dots\dots$ **(Condition vérifié).**

✓ **Donc la flèche est vérifiée.**

VI.3. Ferrailages des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour faciliter de la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en(03) zone :

- ❖ Zone1 : S sol +RDC+ 1^{ère} étage ;
- ❖ Zone2 : 2^{ème}/4^{ème} étage ;
- ❖ Zone3 : 5^{ème}/8^{ème} étage.

❖ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 version 99} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

VI.3.2 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

I : Moment d'inertie du voile ;

M : moment dans le voile ;

N : Effort normal dans le voile .

V et V' : bras de levier (distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) : $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

B : La section horizontale du voile $B = d \times e$;

L: La longueur du voile ;

e=Epaisseur du voile.

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$l' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = L - l' ; \quad L_t: \text{la longueur de la zone tendue .}$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) \times d \times e \Rightarrow A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

N_1, N_2 : efforts normaux ;

A_{v1}, A_{v2} = section d'armatures verticales ;

e: Epaisseur du voile.

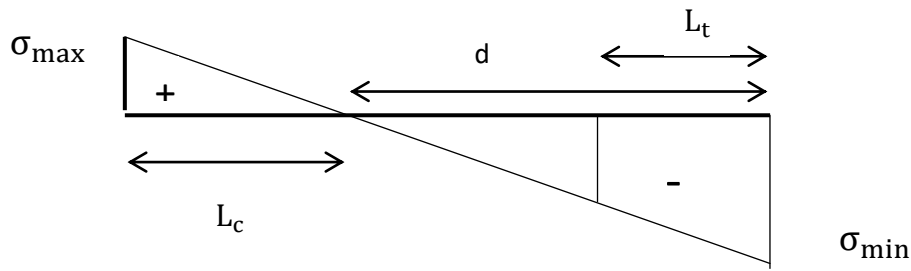


Fig VI.4 : contrainte dans une section partiellement comprimé

σ_1 : contrainte de traction agissant à une distance d de la contrainte de traction maximale;

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times (\sigma_{\min})}{L_t}$$

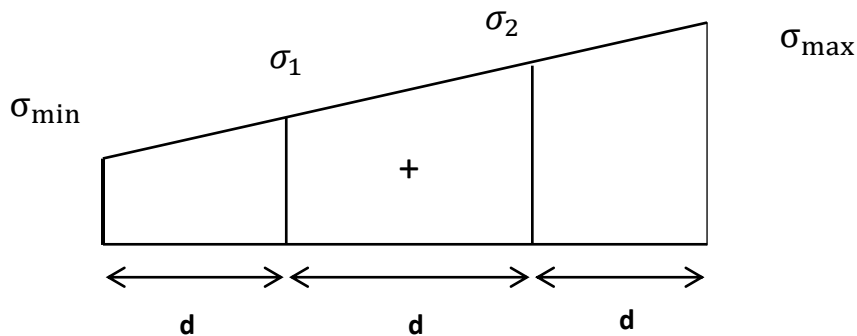
σ_{st} : contrainte admissible des aciers

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle).}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC)

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$



FigVI.5: contrainte dans une section entièrement comprimé

c) Section entièrement tendue (SET)

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2}{\sigma_{st}} \right]$$

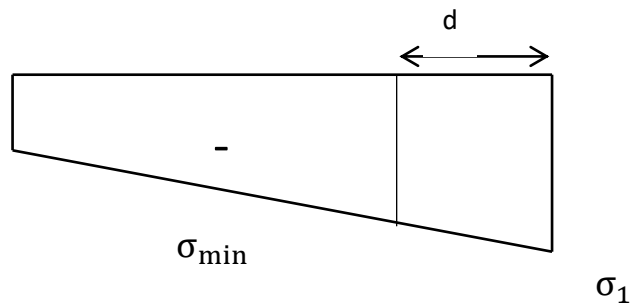


Fig VI.6: contrainte dans une section entièrement tendue

❖ **Armatures verticales**

❖ Section entièrement comprimée (SEC)

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

❖ Section partiellement comprimée (SPC)

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa.

❖ Section entièrement tendue (SET)

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

❖ **Armatures minimales**❖ Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \text{ Avec } B : \text{ section du béton comprimée}$$

❖ Traction simple

$$\text{(BAEL91)} A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec :B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochet à 135°, ayant une longueur de 10Φ .

D'après le **BEAL 91** :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le **RPA99 (version 2003)** $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article(7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

❖ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{F_e}$$

$$\text{Avec : } V = 1.4 \times v_U$$

v_U : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Armatures de Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10 dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives

a) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié2003)

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30 \text{ cm}\}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/ 10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

b) Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié2003)

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile .

c) Longueur de recouvrement (art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)

Elles doivent être égales à

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d) Diamètre maximal (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

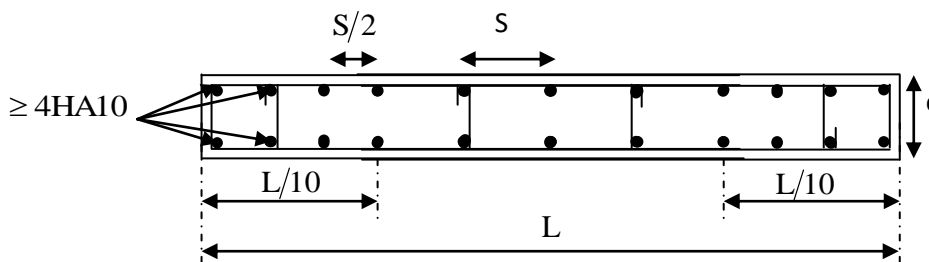


Fig VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.3 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée .

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

❖ D'après le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute .

❖ **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec τ_u : contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4 HA8 (4épingles HA8/m²).

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	Hpoutre(m)		0,30	0,30
hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	
L (m)		1,10	1,10	1,10	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,22	0,22	0,22	
He		4,080	3,060	3,060	
H		3,78	2,76	2,76	
Sollicitation de Calcul		T(kN)		120,470	115,950
	N _{ser} (kN)		606,76	456,54	295,93
	Vu (kN)		168,658	162,330	107,646
	σ _{max} (kN/m ²)		3515,750	2349,590	4044,610
	σ _{min} (kN/m ²)		8361,000	4590,320	4966,660
	σs (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,33	0,37	0,49
	Lc		0,77	0,73	0,61
	D		0,22	0,25	0,33
	σ ₁		1171,917	783,197	1348,203
	N ₁		101,76	77,78	177,50
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2,54	1,94
A _{vj} (cm ²)		4,64	4,46	2,96	
A'v1/bande/nappe		3,70	3,06	5,18	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		0,87	0,99	1,32
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		6,15	4,52	5,4
	Choix de A (cm ²)		2*2HA14	2*2HA12	2*(HA12+2HA10)
	St max		30	30	30
	Espacement (cm)		11	12,5	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,30	3,30	3,30
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contrainte	$\bar{\tau}_b$	τ _b	0,852	0,820	0,544
	3,26 Mpa	τ _u	0,608	0,586	0,388
	$\bar{\tau}_{bc}$	σ _{bc}	2,647	2,013	1,297

Tableau VI 9 : Ferraillage de voile (VL6, VL7 , VL8)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		2,30	2,30	2,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,46	0,46	0,46
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
solicitation de calcul	T(kN)		434,030	348,630	241,660
	N _{ser} (kN)		857,85	620,93	373,52
	Vu (kN)		607,642	488,082	338,324
	σ _{max} (kN/m ²)		8802,470	4247,990	2372,020
	σ _{min} (kN/m ²)		1253,360	5792,080	4867,170
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		2,01	0,97	0,75
	Lc		0,29	1,33	1,55
	d		1,34	0,65	0,50
	σ ₁		2934,157	1415,997	790,673
	N ₁		1575,31	367,46	158,90
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		39,38	9,19	3,97
	Avj (cm2)		16,71	13,42	9,30
	A'v1/bande/nappe		43,56	12,54	6,30
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,37	2,60	2,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		44,21	15,38	6,78
	Choix de A (cm ²)		2*11HA16	2*5HA14	2*3HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		13	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		11,05	6,90	6,90
	AH adopté (cm2)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification de la construction	$\bar{\tau}_b$	τ _b	1,468	1,179	0,817
	3,26 Mpa	τ _u	1,048	0,842	0,584
	$\bar{\tau}_{bc}$	σ _{bc}	1,630	1,285	0,794

Tableau VI 10 : Ferrailage de voile (VL1, VL2 , VL3, VL4)

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,30	0,30
hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
L (m)		1,50	1,50	1,50	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,3	0,3	0,3	
He		4,080	3,060	3,060	
h		3,78	2,76	2,76	
solicitation de calcul		T(kN)		347,990	259,560
	N _{ser} (kN)		845,60	632,88	403,71
	Vu (kN)		487,186	363,384	217,812
	σ _{max} (kN/m ²)		5450,610	5340,500	5874,040
	σ _{min} (kN/m ²)		9749,900	7981,040	6569,740
	σs (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,54	0,60	0,71
	Lc		0,96	0,90	0,79
	d		0,36	0,40	0,47
	σ ₁		1816,870	1780,167	1958,013
	N ₁		260,60	285,46	369,71
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,51	7,14	9,24
	A _{vj} (cm ²)		13,40	9,99	5,99
	A'v1/bande/nappe		9,86	9,63	10,74
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1,43	1,60	1,89
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12,05	12,05	12,05
	Choix de A (cm ²)		2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
	St max		30	30	30
	Espacement (cm)		12	13	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_d$	τ _b	1,804	1,346	0,807
	3,26 Mpa	τ _u	1,289	0,961	0,576
	$\bar{\tau}_{bc}$	σ _{bc}	2,658	1,990	1,269

Tableau VI 11 : Ferrailage de voile (VL5, VL9)

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35
hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	
L (m)		3,00	3,00	3,00	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,6	0,6	0,6	
He		4,080	3,060	3,060	
h		3,73	2,71	2,71	
solicitation de calcul		T(kN)		530,980	407,670
	Nser (kN)		1058,11	790,39	498,00
	Vu (kN)		743,372	570,738	344,036
	σ_{max} (kN/m ²)		6043,480	2859,890	1689,650
	σ_{min} (kN/m ²)		9135,430	5092,490	2286,290
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,19	1,08	1,27
	Lc		1,81	1,92	1,73
	d		0,80	0,72	0,85
	σ_l		2014,493	953,297	563,217
	N1		641,66	274,26	191,48
armatures verticales	Av1/bande (cm ²)		16,04	6,86	4,79
	Avj (cm ²)		20,44	15,70	9,46
	A'v1/bande/nappe		21,15	10,78	7,15
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm ²)		3,19	2,88	3,40
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		24,11	11,3	7,85
	Choix de A (cm ²)		2*6HA16	2*5HA12	2*5HA10
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		12 13	15	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,00	9,00	9,00
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b$	τ_b	1,377	1,057	0,637
	3,26 Mpa	τ_u	0,983	0,755	0,455
	$\bar{\tau}_{bc}$	σ_{bc}	1,663	1,281	0,814

Tableau VI 12 : Ferrailage de voile (VT1, VT2, VT3 ,VT4)

? . Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	
	L (m)	2,80	2,80	2,80	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,56	0,56	0,56	
	He	4,080	3,060	3,060	
	h	3,73	2,71	2,71	
solicitation de calcul	T(kN)	391,040	288,850	204,910	
	Nser (kN)	992,37	724,07	462,12	
	Vu (kN)	547,456	404,390	286,874	
	σ_{max} (kN/m ²)	9185,940	10071,680	9834,360	
	σ_{min} (kN/m ²)	9945,560	11692,960	11489,770	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	Lt	1,34	1,30	1,29	
	Lc	1,46	1,50	1,51	
	d	0,90	0,86	0,86	
	σ_1	3061,980	3357,227	3278,120	
	N1	1097,75	1160,00	1128,82	
armatures verticales	Av1/bande (cm ²)	27,44	29,00	28,22	
	Avj (cm ²)	15,06	11,12	7,89	
	A'v1/bande/nappe	31,21	31,78	30,19	
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm ²)	3,59	3,46	3,44	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	32,15	32,15	32,15	
	Choix de A (cm ²)	2*8HA16	2*8HA16	2*8HA16	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	11	11	11	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	8,40	8,40	8,40	
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635	
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_h$	τ_b	1,086	0,802	0,569
	3,26 Mpa	τ_u	0,776	0,573	0,407
	$\bar{\tau}_{bc}$	σ_{bc}	1,632	1,190	0,760

Tableau VI 13 :: Ferrailage de voile (VT5, VT6)

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII -1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction ayant pour objectif la transmission au sol des efforts apportés par les éléments de la superstructure. Ces efforts comprennent :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Moment s'exerçant dans les différents plans

❖ Type des fondations

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

a) Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits). Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas des sols de faible capacité portante.

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 sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ [bars]} = 0,25 \text{ [MPa]}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

Les semelles repos toujours sur une couche du béton de propreté de 5 cm à 10 cm d'épaisseur, dosé à $150 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$.

VII -3 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol

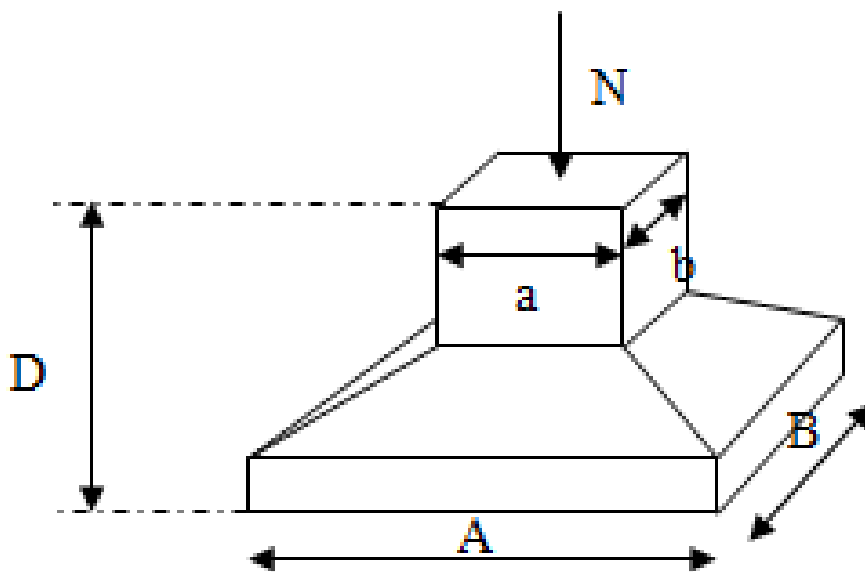
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes et le radier générale, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII -4 Dimensionnement

VII -4-1 Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement. Il faut considérer uniquement l'effort normal. N_s max qui est obtenue à la base de poteau le plus sollicité.



FigVII-1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec: $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{55}{55} = 1 = k$ donc : $A = B$

Alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec: $N_{ser} = 1125.95$ [KN].

Avec : **Donc** : $A = B \geq \sqrt{\frac{1125.95}{1 \times 2.5 \times 10^2}} = 2.12$ [m]

❖ Conclusion

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VII -4-2 Semelles filantes

1) Semelles filante sous voiles

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G + Q}{B \times L} \Leftrightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible de sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0.25$ [MPa]).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

- Sens longitudinale (X-X)

Voile	N_{ser} [KN]	L [m]	B [m]	B_{adopt} [m]	S = b×l [m ²]
VL1	857,24	2,3	1,49	1,5	3,45
VL2	857,24	2,3	1,49	1,5	3,45
VL3	828,12	2,3	1,44	1,5	3,45
VL4	837,32	2,3	1,456	1,5	3,45
VL5	845,6	1,5	2,254	2,3	3,45
VL6	606,76	1,1	2,206	2,3	2,53
VL7	449,59	1,1	1,634	1,7	1,87
VL8	446,92	1,1	1,625	1,7	1,87
VL9	845,6	1,5	2,254	2,3	3,45
La somme					26,97

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

- Sens transversal (Y-Y)

Voile	N_{ser} [KN]	L [m]	B [m]	B_{adopt} [m]	S=b×l [m ²]
VT1	1035,39	3	1,38	1,5	4,5
VT2	1058,11	3	1,41	1,5	4,5
VT3	1025,94	3	1,367	1,5	4,5
VT4	1045,26	3	1,393	1,5	4,5
VT5	992,37	2,8	1,417	1,5	4,2
VT6	992,37	2,8	1,417	1,5	4,2
La somme					26,4

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (Sens transversal)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } S = 26,97 \text{ [m}^2\text{]} \\ \text{Sens transversal : } S = 26,4 \text{ [m}^2\text{]} \end{array} \right. \longrightarrow S_t = 53,37 \text{ [m}^2\text{]}.$$

2) Semelles sous poteaux

❖ Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

❖ Etape de calcul

On fera le calcul sur le portique longitudinal (3-3) (fil de poteaux le plus sollicité).

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$.

Détermination des coordonnées de la structure.

$$R: e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : $\begin{cases} e: \text{excentricité de la structure.} \\ e_i: \text{excentricité de chaque éléments.} \end{cases}$

Détermination de la distribution de charge par ml de semelle

Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Exemple de calcul

Poteau	N _s [KN]	N _{totale} [KN]	Moments [KN.m]	e _i [m]	N _i e _i = [KN.m]
C4	661,34	9089,87	-1,507	-14,8	-9787,832
C10	1015,37		-3,062	-11,8	-11981,366
C16	1126,73		-3,279	-8,4	-9464,532
C22	1047,25		-3,339	-5	-5236,25
C28	760,75		3,728	-1,7	-1293,275
C34	726,76		-5,113	1,7	1235,492
C40	950,47		-3,27	5	4752,35
C46	1120,38		-3,2	8,4	9411,192
C52	1015,36		-2,961	11,8	11981,248
C58	665,46		-1,377	14,8	9848,808
La somme			-23,38		-534,165

Tableau VII-3 : dimensionnement de la semelle filante sous poteaux (portique 3)

❖ **Résultante**

$$R = \sum N_i = 9089,87 \text{ [KN]}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-534,165 + -23,38}{9089,87} \right| = 0,061$$

Donc l'excentricité $e = 0.061$ [m]

❖ **Distribution par [ml] de la semelle**

$$e = 0,061 \text{ [m]} < \frac{L}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ [m]} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{9089,87}{30} \left(1 + \frac{6 \times 0,061}{30} \right) = 306.692 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{9089,87}{30} \left(1 - \frac{6 \times 0,061}{30} \right) = 299.299 \text{ [KN/m]}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{9089,87}{30} \left(1 + \frac{3 \times 0,061}{30} \right) = 304.844 \text{ [KN/m]}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{304.844}{250} = 1.2 \text{ [m]} \Rightarrow \mathbf{B = 1,3 \text{ [m]}}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 1,3 \times 30 = 39 \text{ [m}^2\text{]}$.

❖ **Remarque**

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de : $S_p = S \times n = 39 \times 6 = 234 \text{ [m}^2\text{]}$.

En fin la surface totale occupée par les semelles filante est :

$$S_t = S_p + S_v = 234 + 53,37 = 287.37 \text{ [m}^2\text{]}.$$

Calcul le rapport : $S_t/S_b = 287.37 / (30 \times 17.3) = 0.553 = 55\%$

❖ **Conclusion**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adoptera un radier général.

VII -4-3 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre :

- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.
- Facilité de coffrage et de ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

VII -4-3-1 Pré-dimensionnement d'un radier

1. La hauteur du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 [cm] ($h > 25$ [cm])

b) Selon les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 53.12[\text{cm}] \leq h \leq 85[\text{cm}]$$

c) Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec

- L_e : Longueur élastique
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface
- $K = 40$ [MPa] = pour un sol moyen
- I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)
- E : Module de déformation longitudinal différée : $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19$ [Pma]
- L_{\max} = distance maximal entre deux nervures. ($L_{\max} = 4,25$ [m])

$$D'où: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,19}} = 0.585 \text{ [m]} \text{ On prend: } h = 0.8 \text{ [m].}$$

2. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \text{Avec un minimum de 25 [cm]}$$

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ [cm]} \text{ Soit: } h_d = 30 \text{ [cm]}.$$

3. Nervure

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ [cm]} \quad \text{Soit : } h_n = 80 \text{ [cm]}.$$

La largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 32 \text{ [cm]} \leq b_n \leq 56 \text{ [cm]}$$

On prend : $b_n = 50 \text{ [cm]}$ car notre poteau es de (50×50)

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_r = 80 \text{ [cm]}$ Hauteur total du radier.
- $h_n = 80 \text{ [cm]}$ Hauteur total de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ [cm]}$ Hauteur de la dalle.
- $b_n = 50 \text{ [cm]}$ largeur de la nervure.

4. détermination de la surface nécessaire du radier

5. On a $G_t = 43519,94 \text{ [KN]}$; $Q_t = 6192,38 \text{ [KN]}$

• Combinaison d'actions

A L'ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 43519,94) + (1.5 \times 6192,38) = 68040 \text{ [KN]}$

A L'ELS: $N_s = G + Q = (43519,94) + (6192,38) = 40712,32 \text{ [KN]}$

A L'ELU: $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{68040}{1.33 \times 250} = 204,63 \text{ [m}^2\text{]}.$

A L'ELS: $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40712,32}{250} = 162,85 \text{ [m}^2\text{]}.$

$S_{\text{bâtiment}} = 519 \text{ [m}^2\text{]}$

$S_{\text{batiment}} > \max(S_1 ; S_2) = 204,63 \text{ [m}^2\text{]}$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30_{\text{[cm]}}\right) = 40 \text{ [cm]}$$

Soit un débord de $L_d = 45 \text{ [cm]}$ sur les quatre cotés.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}}$

$S_{\text{radier}} = 519 + (0.5 \times 0.5 \times 4) + ((30 \times 0.40) + (17,3 \times 0.40) \times 2) = 545,84.$

6. Détermination des efforts

- Charge permanente

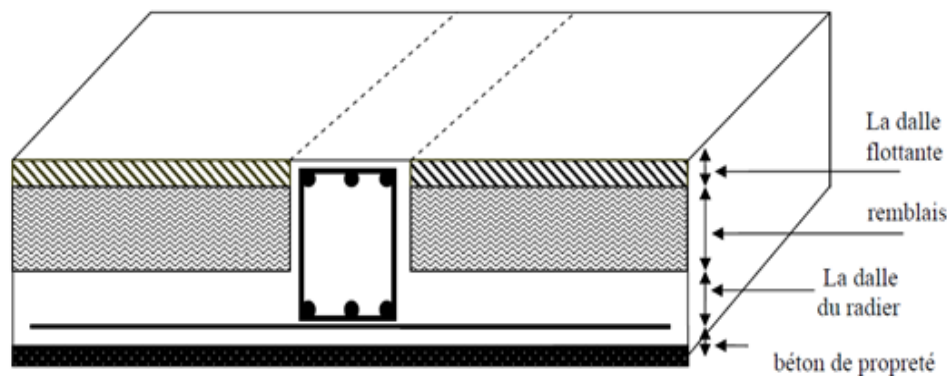


Fig VI-2 : coupe verticale du radier.

$P_{\text{radier}} = P \text{ du tablier} + P \text{ des nervures} + P \text{ du remblai(T.V.O)} + P \text{ de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle : $G_1 = (S_{\text{rad}} + h_d \times \rho) = 545,84 \times 0,3 \times 25 = 4093,8[\text{KN}]$.

Poids des nervure : $G_2 = (b_n \times h_n \times \rho \times L_x \times n + L_y \times m)$.

Avec : Nombre de portique dans le sens considéré

$$G_2 = (0,5 \times 0,80 \times 25 \times (30 \times 9 + 17,3 \times 5)) = 3665[\text{KN}].$$

Poids du TVO :

$$G_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho = (545,84 - 293,2) \times 0,5 \times 25 = 3158[\text{KN}]$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = \frac{G_{\text{ner}}}{\rho \times b_{\text{ner}}} = \frac{3665}{25 \times 0,5} = 293,2 [\text{m}^2]$$

Poids de la dalle flottante : $G_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho$.

$$G_4 = (545,84 - 293,2) \times 0,1 \times 25 = 631,6 [\text{KN}].$$

$$P_{\text{radier}} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 11548,4 [\text{KN}].$$

$G_{\text{tot}} = \text{Poids de radier} + \text{Poids de la structure.}$

$$G_{\text{tot}} = 11548,4 + 44758,41 = 56306,41 [\text{KN}].$$

- Charge Exploitation

$$Q_t = 6192,38 [\text{KN}].$$

$$Q_{\text{radier}} = 3,5 \times S_{\text{radier}} = 3,5 \times 545,84 = 1910,44 [\text{KN}].$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_t + Q_{\text{radier}} = 6192,38 + 1910,44 = 8102,82 [\text{KN}].$$

- **Combinations des charge**

$$\text{AL'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 56306,41) + (1.5 \times 8102,82) = 88167,88 \text{ [KN].}$$

$$\text{AL'ELS: } N_s = G + Q = (56306,41) + (8102,82) = 64409,23 \text{ [KN].}$$

7. Vérifications

1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{88167,88 \times 1}{545,84} \times \frac{4,25}{2} = 343,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{343,24}{1 \times 0,27} = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,271 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

2 Vérification de la stabilité du radier

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,65 \text{ m}$$

Avec

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{Longueur de bâtiment}}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\text{Largeur de bâtiment}}{2} = \frac{17,3}{2} = 8,65 \text{ [m]}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \times 17,3^3}{12} = 12944,29 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{17,3 \times 30^3}{12} = 38925 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

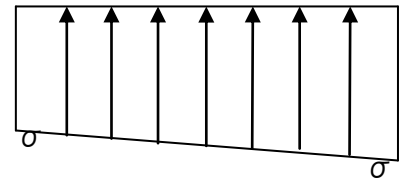


Fig VII.3 : Diagramme des contraintes

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

- $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.
- $T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.
- I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.
- h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Effort normal

$$N_u = 88167,88 \text{ [KN]} ; \quad N_s = 64409,23 \text{ [KN]}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 71435,848 + 3291,26 \times 0,8 = 74068,856 [\text{KN} \cdot \text{m}] \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 70655,91 + 3315,78 \times 0,8 = 73308,534 [\text{KN} \cdot \text{m}] \end{cases}$$

- **Sens longitudinal**

- A l'ELU

$$M_x = 74068,856 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88167,88}{545,84} + \frac{74068,856}{38925} \times 15 = 163,43 [\text{KN} / \text{m}^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88167,88}{545,84} - \frac{74068,856}{38925} \times 15 = 159,62 [\text{KN} / \text{m}^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 163,43 + 159,62}{4} = 162,477 [\text{KN} / \text{m}^2] ; 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 [\text{KN} / \text{m}^2] \\ \sigma_m = 162,477 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 332,5 \dots \dots \dots \text{Condition v\u00e9eifie} \end{cases}$$

- A l'ELS

$$M_x = 74068,856 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64409,23}{545,84} + \frac{74068,876}{38925} \times 15 = 146,54 [\text{KN} / \text{m}^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64409,23}{545,84} - \frac{74068,876}{38925} \times 15 = 89,45 [\text{KN} / \text{m}^2] \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 146,54 + 89,45}{4} = 132,26 [\text{KN} / \text{m}^2] \\ \sigma_m = 132,26 \leq \sigma_{sol} = 250 \dots \dots \dots \text{Condition v\u00e9eifie} \end{cases}$$

- **Sens transversal**

- A l'ELU

$$M_y = 73308,534 [\text{KN} \cdot \text{m}]$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88167,88}{545,84} + \frac{73308,534}{12944,29} \times 8,65 = 210,51 [\text{KN} / \text{m}^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88167,88}{545,84} - \frac{73308,534}{12944,29} \times 8,65 = 112,53 [\text{KN} / \text{m}^2] \end{cases}$$

D'où

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 210,51 + 112,53}{4} = 186,01 [KN/m^2] ; 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 [KN/m^2] \\ \sigma_m &= 186,01 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 332,5 \dots \dots \dots \text{Condition v\eeifie} \end{aligned} \right.$$

• A l'ELS

$M_y = 73308,534 [KN.m]$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64409,23}{545,84} + \frac{73308,534}{12944,29} \times 8,65 = 166,98 [KN/m^2] \\ \sigma_2 &= \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64409,23}{545,84} - \frac{73308,534}{12944,29} \times 8,65 = 69,01 [KN/m^2] \end{aligned} \right.$$

D'où $\left\{ \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{3 \times 166,98 + 69,01}{4} = 142,48 [KN/m^2] \\ \sigma_m &= 142,48 \leq \sigma_{sol} = 250 \dots \dots \dots \text{Condition v\eeifie} \end{aligned} \right.$

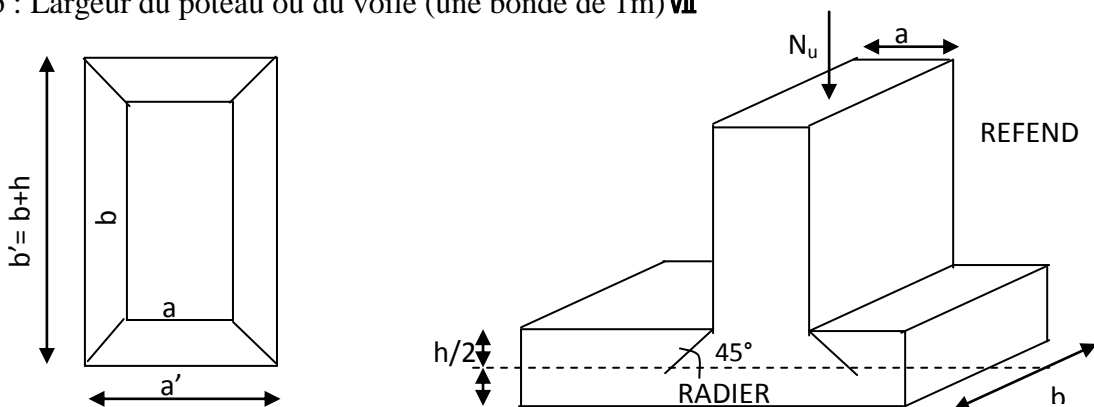
3 V\eeification au poin\eeonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]

Aucun calcul n'exig\ee si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Charge de calcul \aa l'ELU pour le poteau
- μ_c : P\eeim\eeire du pourtour cisaille 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 1m) **VII**



FigVII.4 : P\eeim\eeire utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.2 \text{ [m]}$$

$$N_u = 1546,22 \text{ [KN]} < \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3120 \text{ [KN]} \dots \text{ (Condition vérifiée.)}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5,6 \text{ [m]}$$

$$N_u = 1443,76 \text{ [KN]} < \frac{0.045 \times 5,6 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3360 \text{ [KN]} \dots \text{ (Condition vérifiée.)}$$

Vérification à l'effort sous pression

$$P \geq a \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : hauteur total du radier $Z = 0.8 \text{ [m]}$

γ : poids volumique de l'eau $\gamma = 10 \text{ [KN/m}^3\text{]}$

a : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $a = 1.5$

$$p = G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 56306,41 \text{ [KN]}$$

$$a \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 545,84 \times 10 \times 0.8 = 6550,08 \text{ [KN]}.$$

$$P = 57408,057 \text{ [KN]} > 6550,08 \text{ [KN]} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

4 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99)**, on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la dalle travaille dans une seule direction.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ Et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ (la dalle travaille dans les deux direction) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = 0 \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4,25} = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{❖ A l'ELU } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (186,01 - \frac{11548,4}{545,84}) \times 1m = 164,85 [KN/m]$$

$$\text{❖ A l'ELS } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (142,48 - \frac{11548,4}{545,84}) \times 1m = 121,32 [KN/m]$$

❖ Calcul à l'ELU

7-1) Evaluation des moments M_x, M_y

On obtient :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0565 \times 164,85 \times 3,4^2 = 107,67 [KN.m]$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,595 \times 107,67 = 64,06 [KN.m]$$

Remarque :

-Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0,75** M_x ou **0,75** M_y

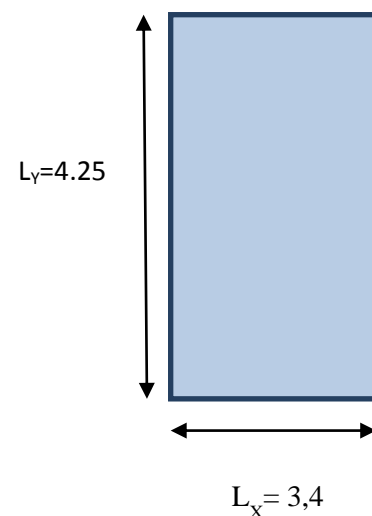
Moment sur appuis : **0,5** M_x ou **0,5** M_y

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : **0,85** M_x ou **0,85** M_y

Moment sur appuis : **0,3** M_x ou **0,3** $M_y \Rightarrow$ appuis de rive

0,5 M_x ou **0,5** $M_y \Rightarrow$ appuis intermédiaire



7-2) Ferrailage dans le sens x-x

❖ Aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5)M_{u\max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 107,67$$

$$M_{ua} = -53,835 [KN.m]$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53,835 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta_u = 0,973$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,835 \times 10^6}{0,973 \times 27 \times 34.8} = 5,88 [cm^2]$$

$$A_{ua} = 5,88 [cm^2]$$

Soit: 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement de 20cm

❖ en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 107,67$$

$$M_{ut} = 80,75 [KN.m]$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80,75 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta_u = 0,959$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80,75 \times 10^6}{0,959 \times 27 \times 34.8} = 8,96 cm^2$$

$$A_{ua} = 8,96 cm^2$$

Soit: 5HA16/ml = 10.06 cm²

avec un espacement de 20cm

7-3) Ferrailage dans le sens y-y

❖ Aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 64,06$$

$$M_{ua} = -32,03 [KN.m]$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,03 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,0309 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0309 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,03 \times 10^2}{0,985 \times 27 \times 34.8} = 3,46 [cm^2]$$

$$A_{ua} = 3,46 [cm^2]$$

Soit: 5HA14 = 7,70 cm²

avec un espacement de 20 cm

❖ en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 64,06$$

$$M_{ut} = 48,05 [KN.m]$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,05 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,046 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48,05 \times 10^2}{0,976 \times 27 \times 34.8} = 5,24 [cm^2]$$

$$A_{ut} = 5,24 [cm^2]$$

Soit: 5 HA14 = 7.70 cm²

avec un espacement de 20 cm

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Armatures aux appuis	5 HA 14 = 7.7 [cm ²]	5 HA 14 = 7.7 [cm ²]
Armatures aux travées	5 HA 16 = 10.06 [cm ²]	5 HA 14 = 7.7 [cm ²]

Tableau VII.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

7-4) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 10,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

7-5) Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x
 $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{on prend: } St=25 \text{ cm.}$
- La direction moins sollicité y-y
 $St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(120 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } St=25 \text{ cm.}$

❖ Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x , M_y

$$\vartheta = 0.2 \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4,25} = 0.8 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,71 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0632 \times 121,32 \times 3,4^2 = 88,63 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y = 0,71 \times 88,63 = 62,93 \text{ [KN.m]}$$

Sens x-x

❖ Aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 88,63$$

$$M_{sa} = -44,31 \text{ [KN.m]}$$

En travée

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 88,63$$

$$M_{st} = 66,47 \text{ [KN.m]}$$

Sens y-y

❖ Aux appuis

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 62,93$$

$$M_{sa} = -31,47 \text{ [KN.m]}$$

En travée

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 62,93$$

$$M_{st} = 47,2 \text{ [KN.m]}$$

On prend le max (M_{sx}^a ; M_{sy}^a ; M_{sx}^t ; M_{sy}^t) = -66,47 [KN.m].

2) Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10,06}{100 \times 27} = 0.37$$

$$\rho_1 = 0.37 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.906 ; a = 0.282$$

$$k = \frac{a_1}{15(1 - a_1)} = \frac{0.282}{15(1 - 0.282)} = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{66.47 \times 10^{-3}}{0.906 \times 0.27 \times 10.06 \times 10^{-4}} = 270,1 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 270,1 = 7.02 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

3) vérifications de la contrainte dans les aciers:

$$\sigma_{st} = 270,1 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{(Conditions vérifié)}$$

8. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

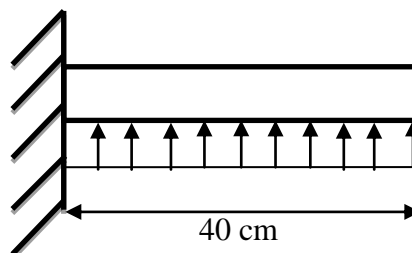


Fig VII.5 : Schéma statique du débord

A) Sollicitation de calcul

❖ A l'ELU

$$P_u = 164,85 \text{ [KN/m]}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-164,85 \times 0.4^2}{2} = -13,188 \text{ KN / m}$$

❖ A l'ELS

$$P_s = 121,32 \text{ [KN/m]}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-121,32 \times 0.4^2}{2} = -9,7 \text{ KN / m}$$

B) Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,188 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0127 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,0127 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,188 \times 10^2}{0,994 \times 27 \times 34,8} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,41 \text{ cm}^2$$

C) Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,51 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2}$$

D) Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

E) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 6\text{HA10/ml} \text{ Avec un espacement } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

F) Vérification à l'ELS**Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,934 ; a = 0,198$$

$$k = \frac{a_1}{15(1 - a_1)} = \frac{0,198}{15(1 - 0,198)} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,7 \times 10^{-3}}{0,934 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 85,09 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 85,09 = 1,36 \text{ [MPa]} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

G) vérifications de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 90,01 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]} \dots \dots \text{(Conditions vérifié)}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

4) Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

❖ **Chargement simplifié admis**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (l_m) et le même effort tranchant (l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

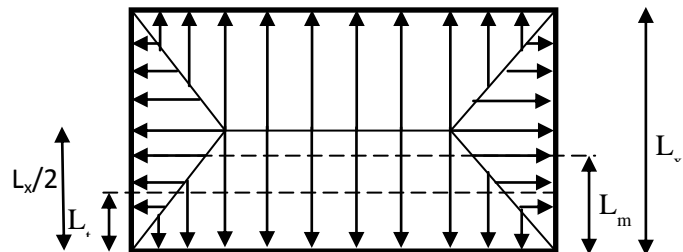


Figure VII.6 : Répartition trapézoïdale

❖ **Charge trapézoïdale**

$$\begin{cases} l_m = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) \\ l_t = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right) \end{cases}$$

❖ **Chargement simplifié**

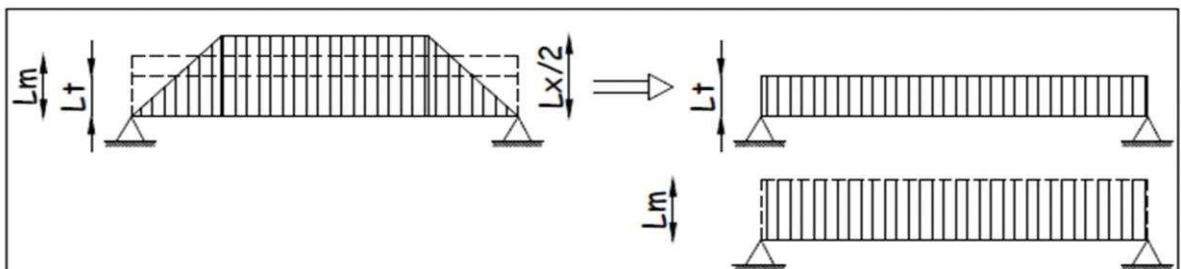


Fig VII.7 : Présentation du chargement simplifié

❖ Charge triangulaire

$$\begin{cases} l_m = 0.333 \times l_x \\ l_t = 0.25 \times l_x \end{cases}$$

❖ Charge à considérer

$$\begin{cases} Q_{um} = q_u \times l_m \\ Q_{sm} = q_s \times l_m \end{cases} \Rightarrow \text{Pour les moments}$$

fléchissant.

$$\begin{cases} Q_{uT} = q_u \times l_T \\ Q_{sT} = q_s \times l_T \end{cases} \Rightarrow \text{Pour les efforts tranchants.}$$

gr 11548,4 g n 3665 sr545,84 s_N293.2 186,01 S 142,48

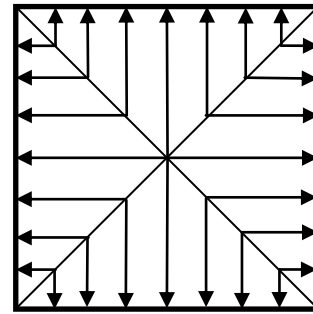


Fig VII.8 : Répartition triangulaire

5) Détermination des charges

• ELU

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(186,01 - \frac{11548,4}{545,84} - \frac{3665}{293,2} \right) \times 1m = 152,35 \text{ [KN/ml]}$$

• ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(142,48 - \frac{11548,4}{545,84} - \frac{3665}{293,2} \right) \times 1m = 108,8 \text{ [KN/ml]}$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs des charges :

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{um}	Q _{ut}	∑ Q _{um}	Q _{st}	∑ Q _{um}
A-B	1	3,00	4,25	0,71	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20	304,40	108,71	217,42	114,26	228,53	81,62	163,23
	2	3,00	3,00	1,00	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20		108,71		114,26		81,62	
B-C	1	3,40	4,25	0,80	Triangulaire	1,13	0,85	152,35	108,82	172,49	364,45	123,21	260,32	129,50	257,47	92,50	183,91
	2	3,00	3,40	0,88	Trapézoïdal	1,26	0,84	152,35	108,82	191,96		137,11		127,97		91,41	
C-D	1	3,40	4,25	0,80	Triangulaire	1,13	0,85	152,35	108,82	172,49	364,45	123,21	260,32	129,50	257,47	92,50	183,91
	2	3,00	3,40	0,88	Trapézoïdal	1,26	0,84	152,35	108,82	191,96		137,11		127,97		91,41	
D-E	1	3,30	4,25	0,78	Triangulaire	1,10	0,83	152,35	108,82	167,42	350,24	119,58	250,17	125,69	250,62	89,78	179,01
	2	3,00	3,30	0,91	Trapézoïdal	1,20	0,82	152,35	108,82	182,82		130,58		124,93		89,23	
E-F	1	3,40	4,25	0,80	Triangulaire	1,13	0,85	152,35	108,82	172,49	364,45	123,21	260,32	129,50	257,47	92,50	183,91
	2	3,00	3,40	0,88	Trapézoïdal	1,26	0,84	152,35	108,82	191,96		137,11		127,97		91,41	
F-G	1	3,30	4,25	0,78	Triangulaire	1,10	0,83	152,35	108,82	167,42	350,24	119,58	250,17	125,69	250,62	89,78	179,01
	2	3,00	3,30	0,91	Trapézoïdal	1,20	0,82	152,35	108,82	182,82		130,58		124,93		89,23	
G-H	1	3,40	4,25	0,80	Triangulaire	1,13	0,85	152,35	108,82	172,49	364,45	123,21	260,32	129,50	257,47	92,50	183,91
	2	3,00	3,40	0,88	Trapézoïdal	1,26	0,84	152,35	108,82	191,96		137,11		127,97		91,41	
H-I	1	3,40	4,25	0,80	Triangulaire	1,13	0,85	152,35	108,82	172,49	364,45	123,21	260,32	129,50	257,47	92,50	183,91
	2	3,00	3,40	0,88	Trapézoïdal	1,26	0,84	152,35	108,82	191,96		137,11		127,97		91,41	
I-J	1	3,00	4,25	0,71	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20	304,40	108,71	217,42	114,26	228,53	81,62	163,23
	2	3,00	3,00	1,00	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20		108,71		114,26		81,62	

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Momentfléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
1-2	1	3,00	3,40	0,88	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20	304,40	108,71	217,42	114,26	228,53	81,62	163,23
	2	3,00	3,40	0,88	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20		108,71		114,26		81,62	
2-3	1	3,40	4,25	0,80	Trapézoïdal	1,34	1,02	152,35	108,82	204,15	408,30	145,82	291,64	155,40	310,79	111,00	221,99
	2	3,40	4,25	0,80	Trapézoïdal	1,34	1,02	152,35	108,82	204,15		145,82		155,40		111,00	
3-4	1	2,80	3,40	0,82	Triangulaire	0,93	0,70	152,35	108,82	142,05	284,10	101,46	202,93	106,65	213,29	76,17	152,35
	2	2,80	3,40	0,82	Triangulaire	0,93	0,70	152,35	108,82	142,05		101,46		106,65		76,17	
4-5	1	3,40	4,25	0,80	Trapézoïdal	1,34	1,02	152,35	108,82	204,15	408,30	145,82	291,64	155,40	310,79	111,00	221,99
	2	3,40	4,25	0,80	Trapézoïdal	1,34	1,02	152,35	108,82	204,15		145,82		155,40		111,00	
5-6	1	3,00	3,40	0,88	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20	304,40	108,71	217,42	114,26	228,53	81,62	163,23
	2	3,00	3,40	0,88	Triangulaire	1,00	0,75	152,35	108,82	152,20		108,71		114,26		81,62	

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Remarque

Pour la détermination des efforts internes, nous avons utilisé le logiciel ETABS

Sens longitudinale :

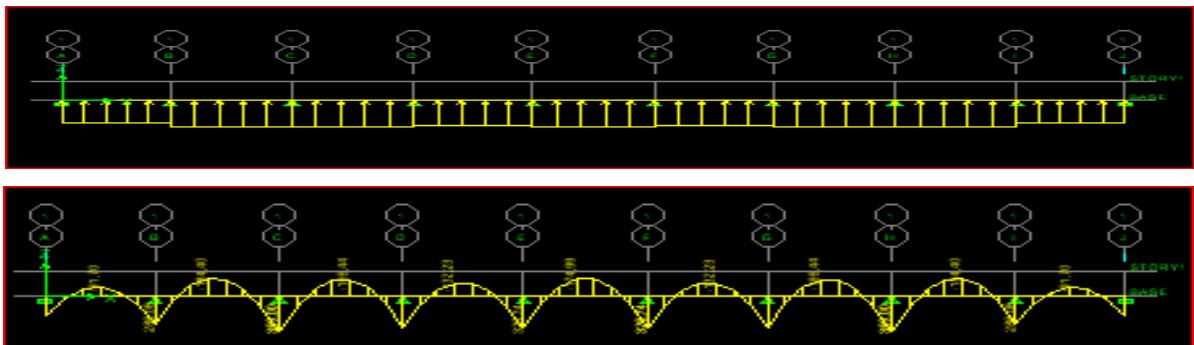


Fig VII.9 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinale)

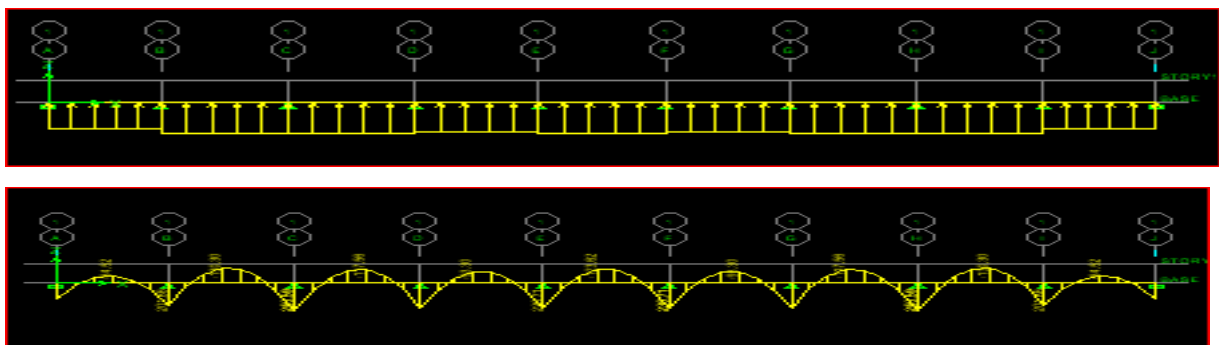


Fig VII.10 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens longitudinale)

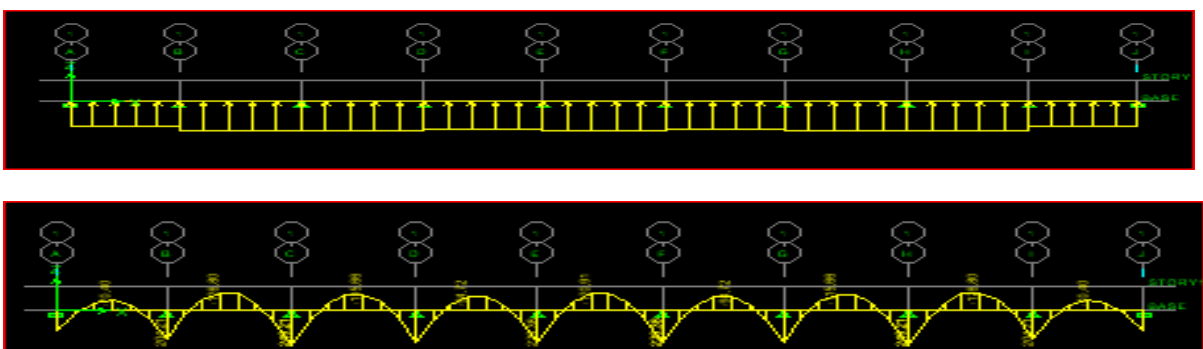


Fig VII.11 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens longitudinale).

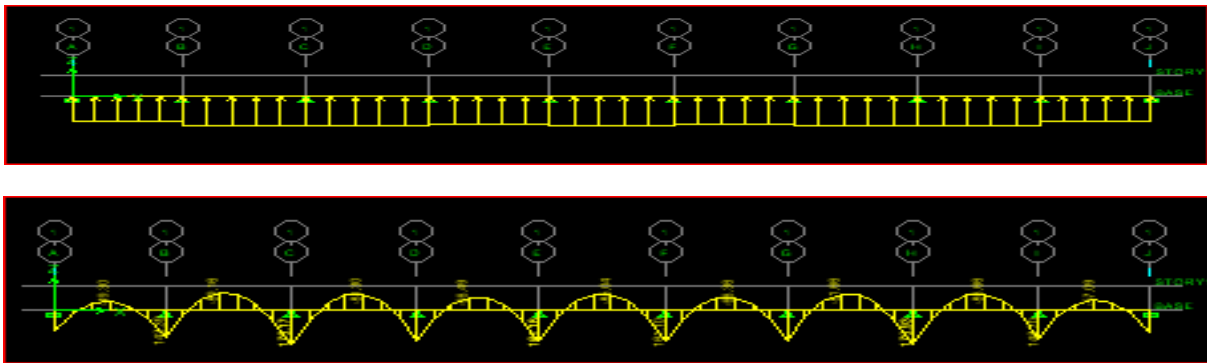


Fig VII.12 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinale)

Sens transversale

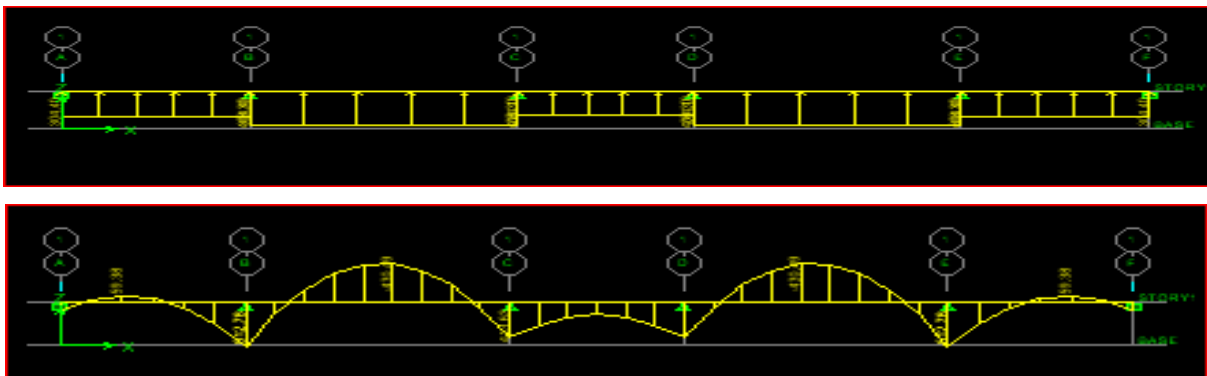


Fig VII .13 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal)

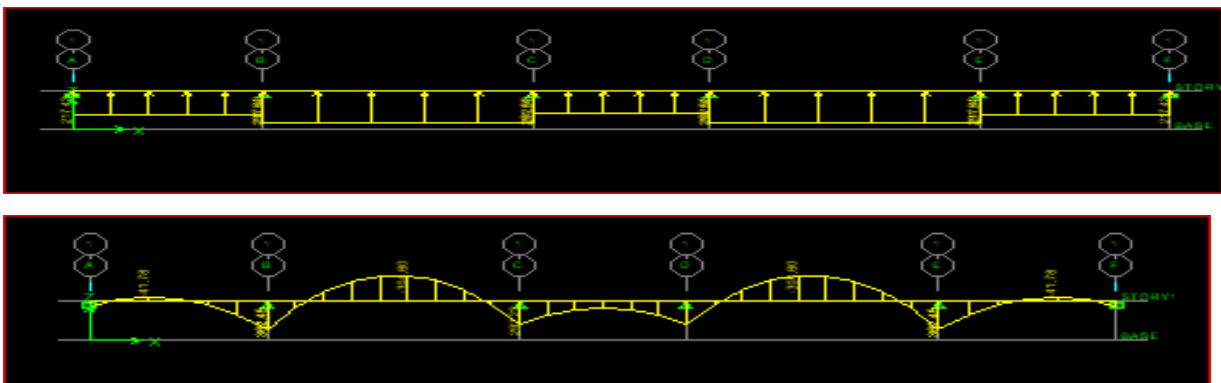


Fig VII.14Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal)

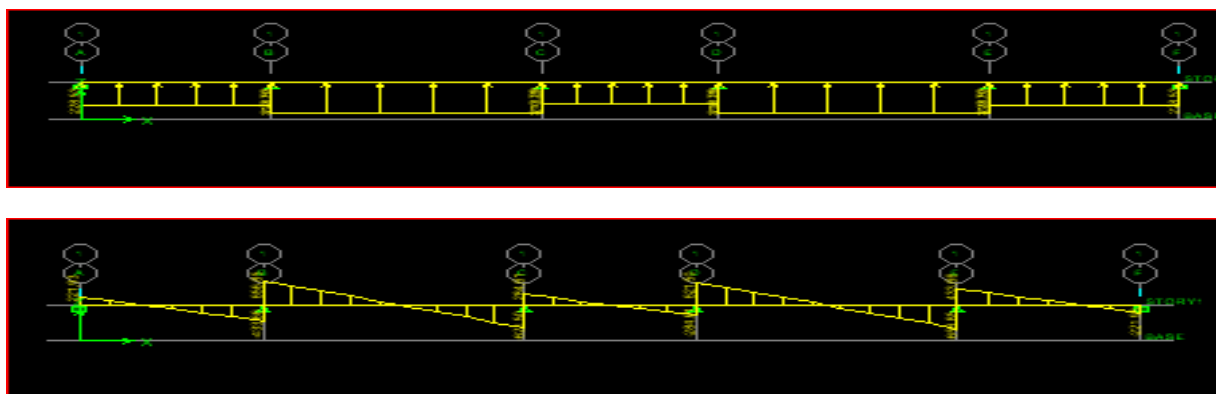


Fig VII.15 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal)

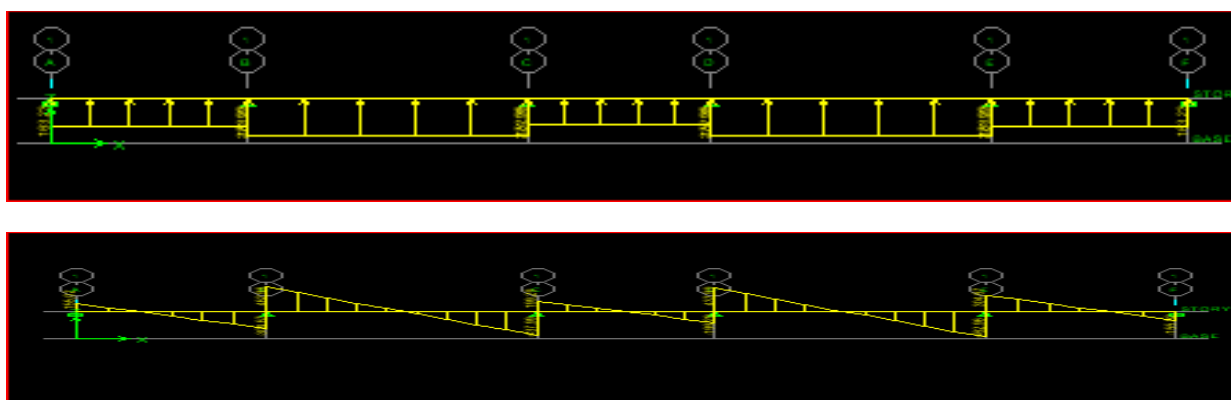


Figure VII.16 : Diagrammes des efforts tranchant à L'ELS (sens transversal)

Sens longitudinal

Les efforts		ELU	ELS
Moment [KN.m]	En travée	$M_u = 184,39$	$M_s = 126,8$
	Aux appuis	$M_u = 359$	$M_s = 249,21$
Efforts tranchant [KN]		$T_{max} = 624,01$	$T_{max} = 433,9$

Tableau VII.7 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Sens transversal

Les efforts		ELU	ELS
Moment [KN.m]	En travée	$M_u = 430,487$	$M_s = 325,99$
	Aux appuis	$M_u = 512,778$	$M_s = 386,47$
Efforts tranchant [KN]		$T_{max} = 869,72$	$T_{max} = 656,85$

Tableau VII.8 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

6) Ferrailage de la nervure

$$b = 50 \text{ [cm]} ; h = 80 \text{ [cm]} ; d = 77 \text{ [cm]} ; f_{bc} = 14.2 \text{ [MPa]} ; \sigma_{st} = 348 \text{ [MPa]}$$

Sens longitudinale

➤ Entravée

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{184,39 \times 10^6}{500 \times 770^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A = \frac{M_u^T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{184,39 \times 10^3}{0.978 \times 77 \times 348} = 7,04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4 HA 14 (filante) + 4 HA 12 (chapeau) = 10.67 [cm²]

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{359 \times 10^6}{500 \times 770^2 \times 14.2} = 0.085 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.085 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{359 \times 10^3}{0.956 \times 77 \times 348} = 14.01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4 HA 16 (filante) + 4 HA 14 (chapeau) = 14.19 [cm²]

Sens transversal

➤ En travée

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{430,487 \times 10^6}{500 \times 770^2 \times 14.2} = 0.102 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.102 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{430,487 \times 10^3}{0.946 \times 77 \times 348} = 16,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4 HA 20 (filante) + 4 HA 14 (chapeau) = 18.71 [cm²]

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{512,778 \times 10^6}{500 \times 770^2 \times 14.2} = 0.122 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.122 \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$A = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{512,778 \times 10^3}{0.935 \times 77 \times 348} = 20.46 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4 HA 20 (filante) + 4 HA 16 (chapeau) = 20.6 [cm²]

❖ Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

	Sens longitudinal	Sens transversal
Aux appuis	4 HA 16 + 4 HA 14 = 14.19 [cm ²]	4HA 20 + 4 HA 16 = 20.6 [cm ²]
En travée	4 HA 14 + 4 HA 12 = 10,67 [cm ²]	4 HA 20 + 4 HA 14 = 18.71 [cm ²]

Tableau VII.9 : Les résultats du ferrailage de la nervure

7) Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 12; 8\}$$

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ [cm]}$$

En zone nodale :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ Armatures transversales minimale (ART7.5.2.2 Rpa 99/2003)

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier) .}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 869,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{869,72 \times 10^3}{550 \times 1070} = 2,26 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

8) Vérification à l'ELS

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

❖ vérifications de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ [MPa]}$$

Sens	zone	M _s	A [cm ²]	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	σ _s	OBC
x-x	Appuis	249,21	14,19	0,18	57,49	0,931	244,986788	348	4,26	15	Vérifiée
	Travée	126,8	10,67	0,13	68,33	0,94	164,18605	348	2,40	15	Vérifiée
y-y	Appuis	386,47	20,6	0.267	45,98	0,918	265,408703	348	5,77	15	Vérifiée
	travée	325,47	18,71	0,242	48,29	0,921	245,293941	348	5,08	15	Vérifiée

Tableau VII 10 : Vérification du ferrillage de la nervure à ELS

VII -5 Mur Plaque

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII -5-1 Pré-dimensionnement du mur plaqué

L'épaisseur minimale imposée par le (RPA 2003 Art 10.1.2), est de : $e = 15 \text{ cm}$.
Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

VII -5-2 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

D'après l'étude de sol :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 20[\text{KN}/\text{m}^3]$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $c = 0$ (le cas le plus défavorable)
- Charge d'exploitation éventuelle : $q = 10[\text{KN}/\text{m}^2]$.
- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{\text{sol}}$
- = 2 [bar].

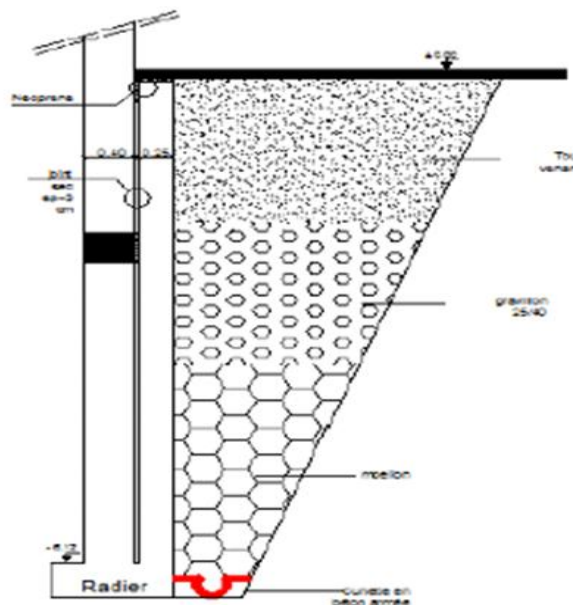


Fig VII-17 : Schéma statique du mur plaque de l'entre sol

VII -5-3 Détermination des sollicitations

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de l'entre sol, pour une bande de largeur de 1m.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$$\begin{cases} \sigma_h : \text{Contrainte horizontale} \\ \sigma_v : \text{Contrainte verticale} \end{cases}$$

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Avec :

$$\begin{cases} K_0 : \text{coefficient de poussée des terres au repos.} \\ \varphi : \text{Angle de frottement interne.} \end{cases}$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

Calcul à L'ELU :

Calcul des contraintes :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1,35 \times \gamma \cdot h + 1,5 \times q)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} h = 0 & \Rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times 1,5 \times 10 = 7,5[\text{KN/m}^2] \\ h = 4,08 & \Rightarrow \sigma_{h2} = 0,5(1,35 \times 20 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 62,58[\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

Calcul à L'ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

$$\text{Pour } \begin{cases} h = 0 & \Rightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times 10 = 5[\text{KN/m}^2] \\ h = 4,08 & \Rightarrow \sigma_{h2} = 0,5(20 \times 4,08 + 10) = 45,80[\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

Diagrammes des contraintes :

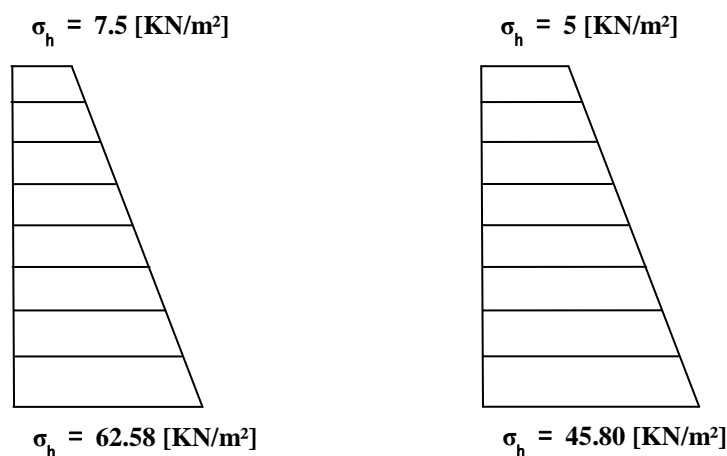


Figure VII.18 Diagramme des contraintes horizontales (à L'ELU et à L'ELS)

VII -5-4 Charges moyennes

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 62.58 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 48.81 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 45.80 + 5}{4} \times 1\text{m} = 35.60 \text{ KN/ml}$$

VII -5-5 Ferrailage du mur plaque

- Identification des panneaux

$$\begin{cases} L_x = 4.25 \text{ m} \\ L_y = 4.08 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.25} = 0,96$$

$0,4 < \rho = 0,96 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

- Calcul à l'ELU

$$\rho = 0,96 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0401 \times 48.81 \times (4.08)^2 = 32.58 [\text{KN.m}]$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,911 \times 32,58 = 29,68 [\text{KN.m}]$$

- Correction des moments

Sens x-x

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 32,58 = 16,29 [\text{KN.m}]$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 32,58 = 24,435 [\text{KN.m}]$$

Sens y-y

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 29,68 = 14,84 [\text{KN.m}]$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 29,68 = 22,26 [\text{KN.m}]$$

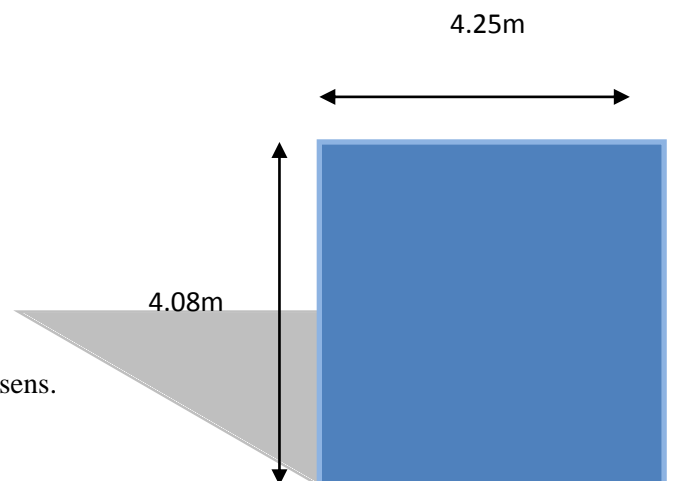


Figure VII.19 le panneau le plus sollicité

• Calcul à l'ELS

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,96 \\ V = 0,2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,939 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0475 \times 35,60 \times (4,05)^2 = 27,74 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,939 \times 27,74 = 26,05 \text{ [KN.m]}$$

• Correction des moments

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 27,74 = 13,87 \text{ [KN.m]}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 27,74 = 20,8 \text{ [KN.m]}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 26,05 = 13,02 \text{ [KN.m]}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 26,05 = 19,54 \text{ [KN.m]}$

VII -5-6 Calcul des sections d'armature

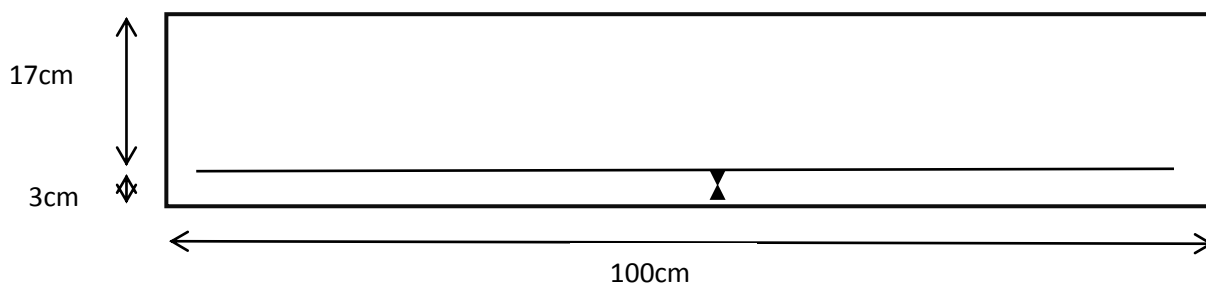


Figure VII.20 : Schéma statique du ferrailage de mur plaque

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u [K N.m]	μ_u	β	Section	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
x-x	Appuis	13,87	0.033	0,987	SSA	2.38	2.17	5HA12=5.65	20
	Travée	20,8	0.05	0,974	SSA	3.64	2.17	5HA14=7.7	20
y-y	Appuis	13,02	0.0327	0,984	SSA	2.24	2.17	5HA12=5.65	20
	Travée	19,54	0.0476	0,975	SSA	3.39	2.17	5HA14=7.7	20

Tableau VII.11 : Ferrailage du mur plaque

VII -5-7 Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VII -5-7 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ [MPa]}.$$

- **Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A _s (cm ²)	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _{bc}	OBS
x-x	Appuis	5,65	13,87	0.33	0,91	40,56	158,69	201.63	3,91	15	C.V
	Travée	7,7	20,8	0.45	0,898	34,02	176,95	201.63	5,20	15	C.V
y-y	Appuis	5,65	13,02	0.33	0,91	40,56	148,96	201.63	3,67	15	C.V
	Travée	7,7	19,54	0.45	0,898	34,02	166,23	201.63	4,89	15	C.V

Tableau VII.12 : vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :


En travée :5HA14/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

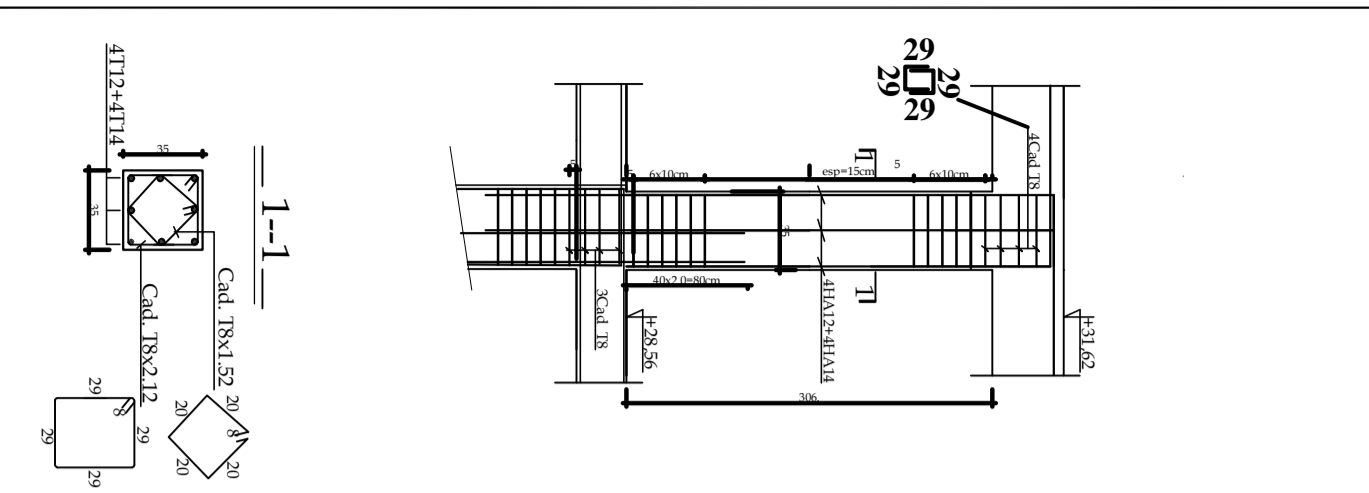
En travée :5HA14/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis :5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

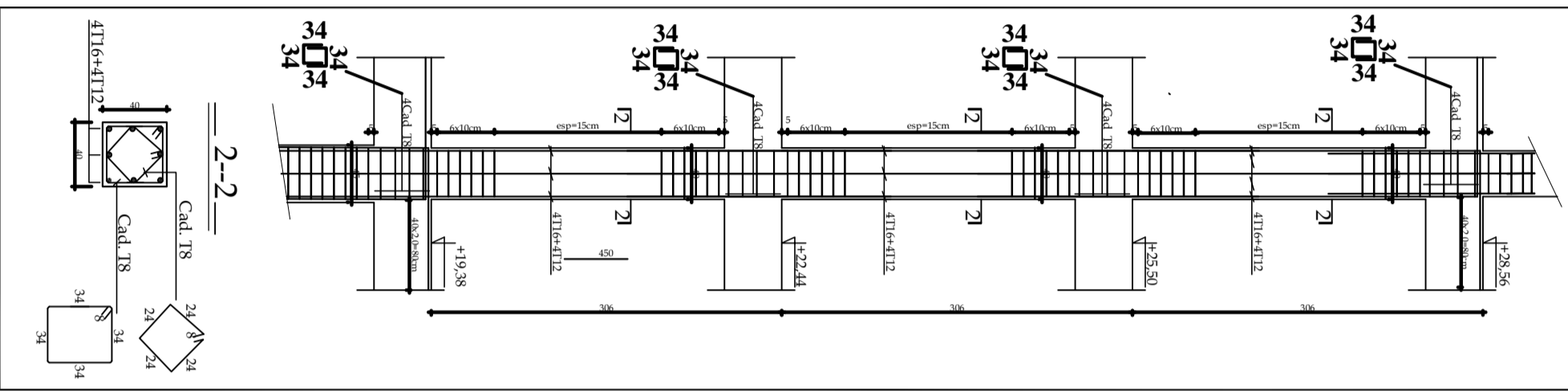


Plans d'exécution

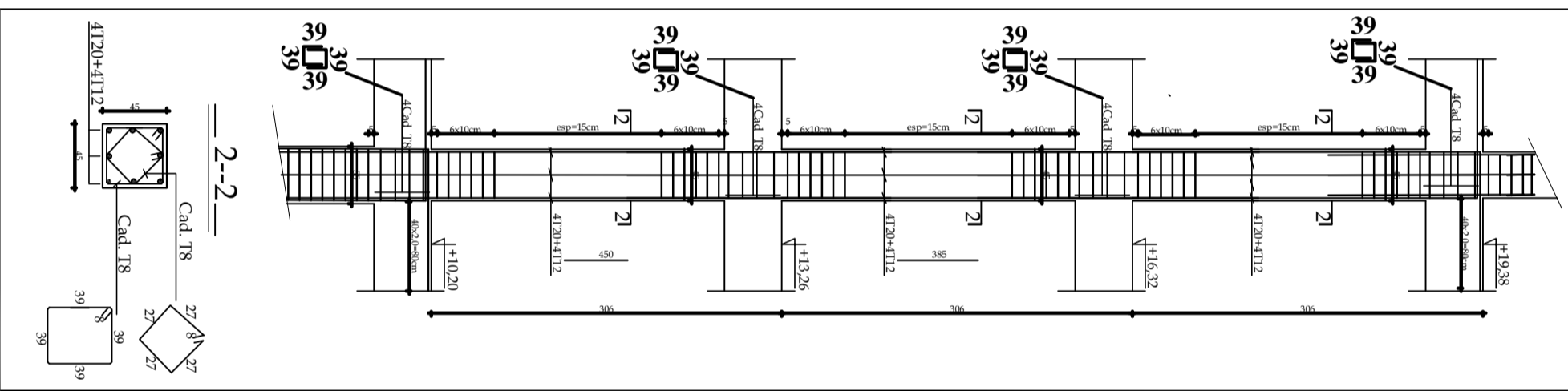
POTEAU 35*35



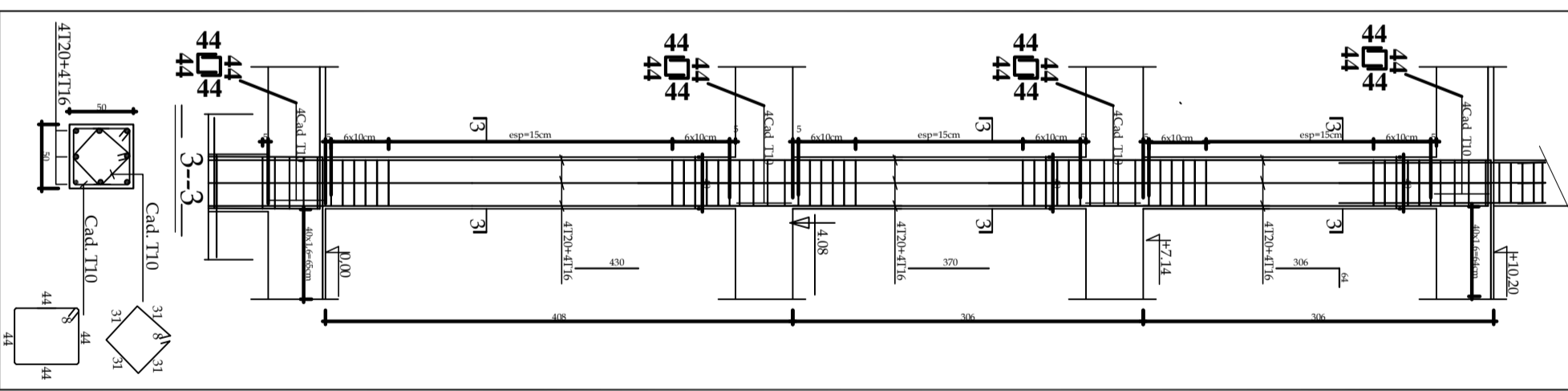
POTEAU 40*40



POTEAU 45*45



POTEAU 50x50



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$.
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$.
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø.
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN
 R+8+entre sol
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

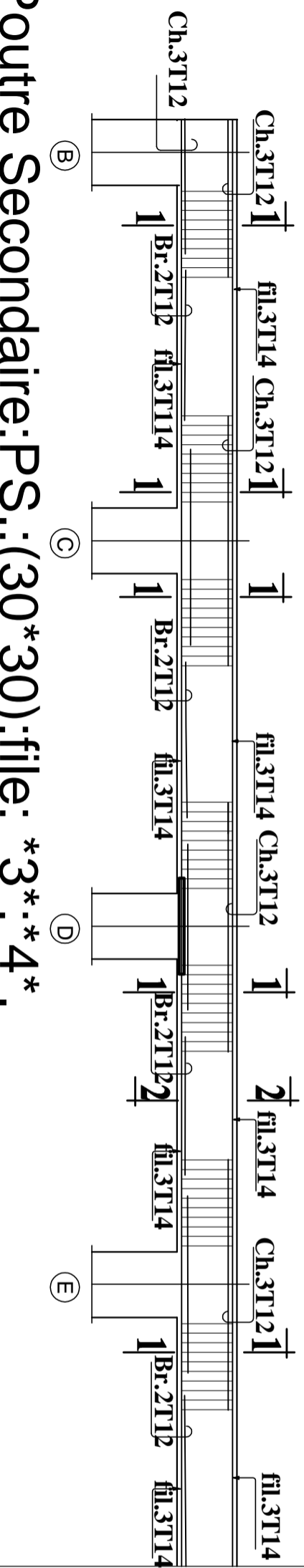
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Réalise par : AMRANE Abecne
 Encadrée par : MLARABI

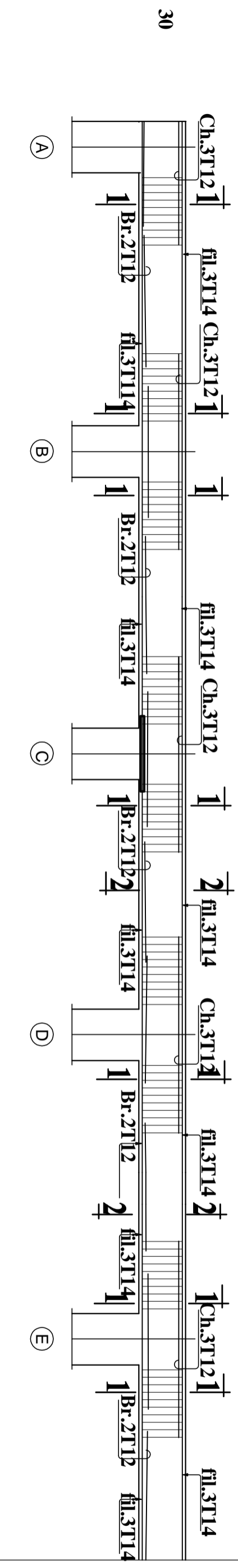
SITUATION : promotion :2020/ 2021

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

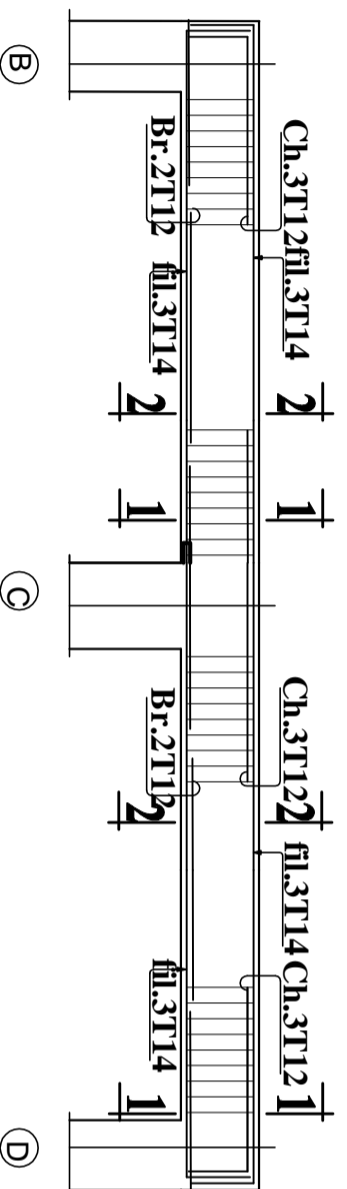
Poutre Secondaire: P.S.: (30*30); file: ; 2*; 5* .



Poutre Secondaire: P.S.: (30*30); file: *3*; 4* .



Poutre Secondaire: P.S.: (30*30); file: *1*; 6* .



COUPE 1-1

ECH 1/10

Ch.3T12

fil.3T14



24
24
24

Cadre T8

Etrier T8

fil.3T14



24
24

fil.3T14

Ch.3T12

COUPE 2-2

ECH 1/10

fil.3T14

Ch.3T12



24
24
24

Cadre T8

Etrier T8

fil.3T14



24
24

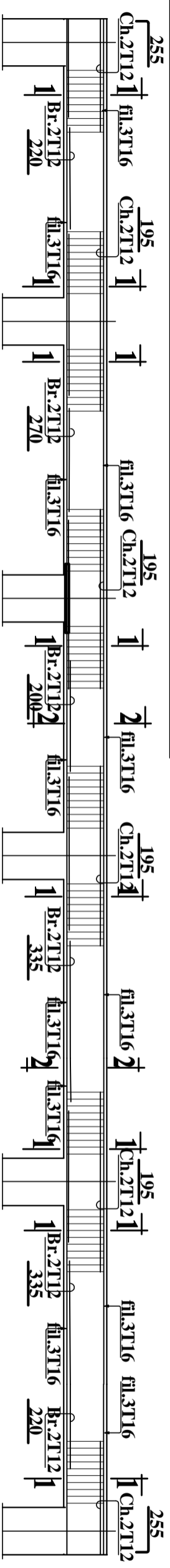
fil.3T14

Ch.2T12

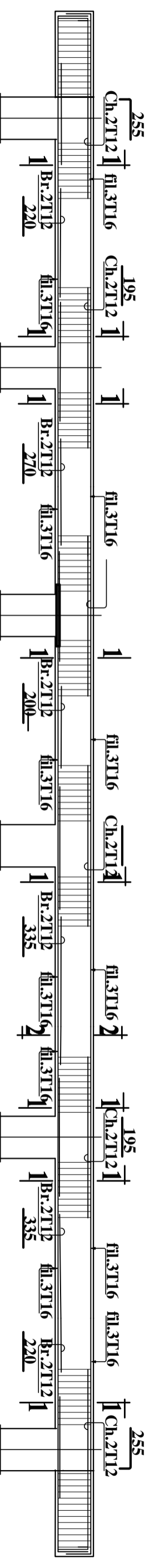
Ch.2T12

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+8+entre sol	
A USAGE DHABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES POUTRES Secondaire	
Réalise par : AMRANE Abcane	
Encadrée par : MLARABI	
SITUATION :	promotion :2020/ 2021
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

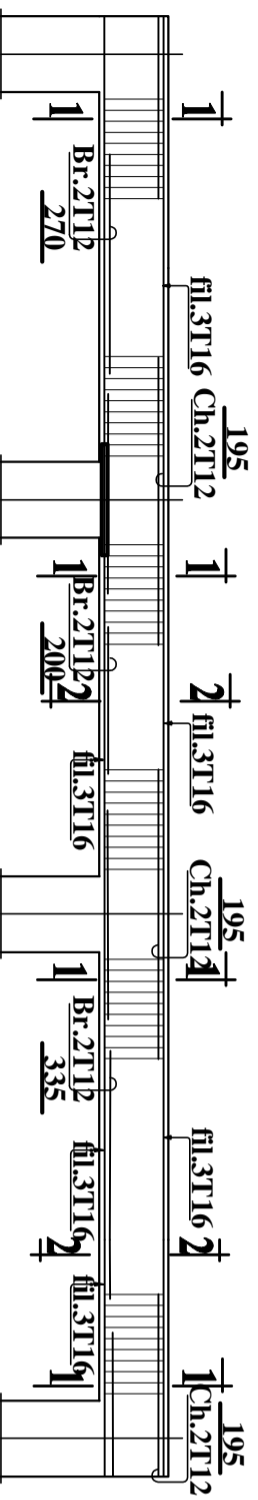
Poutre Principale:PP ::(30x35);file: *B**I*.



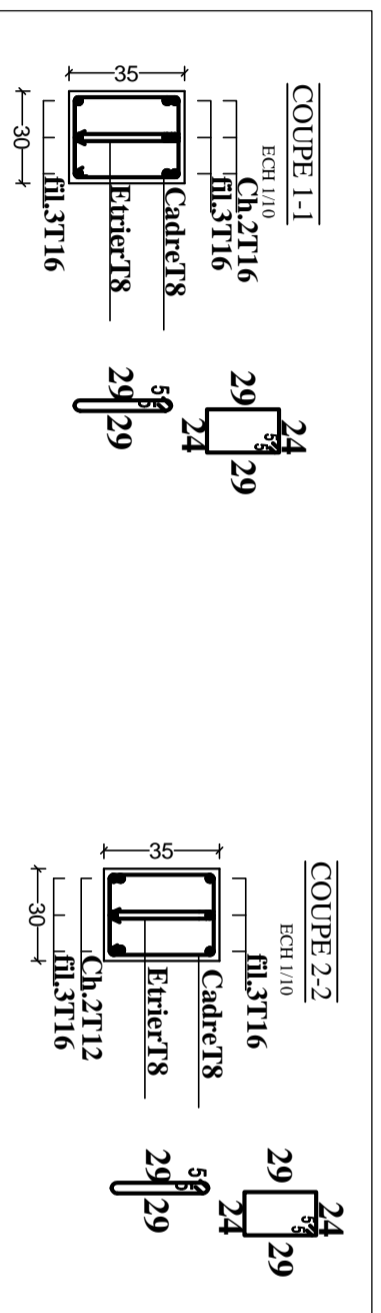
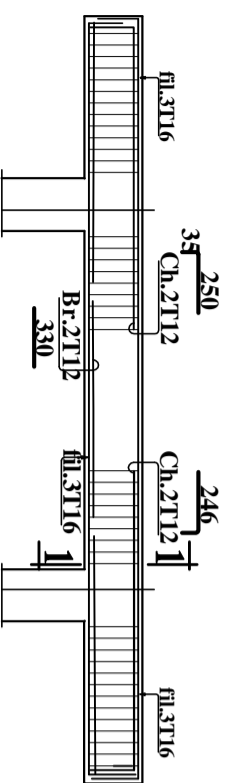
Poutre Principale:PP ::(30x35);file: *C**D**G**H*.



Poutre Principale:PP ::(30x35);file: *E**F*.



Poutre Principale:PP ::(30x35);file: *A**J*.



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d' étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN

R+8+entre sol

A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Réalise par : AMRANE Abcene

Encadrée par : MLARABI

SITUATION :

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU

promotion :2020/ 2021

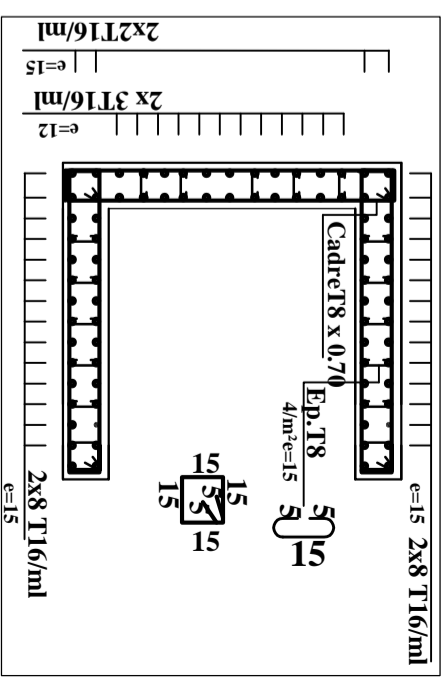
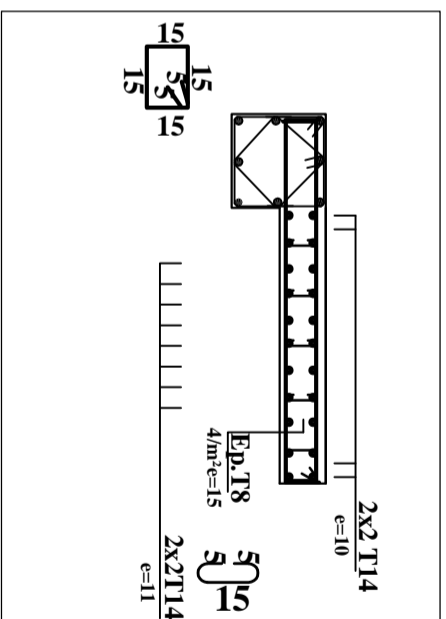
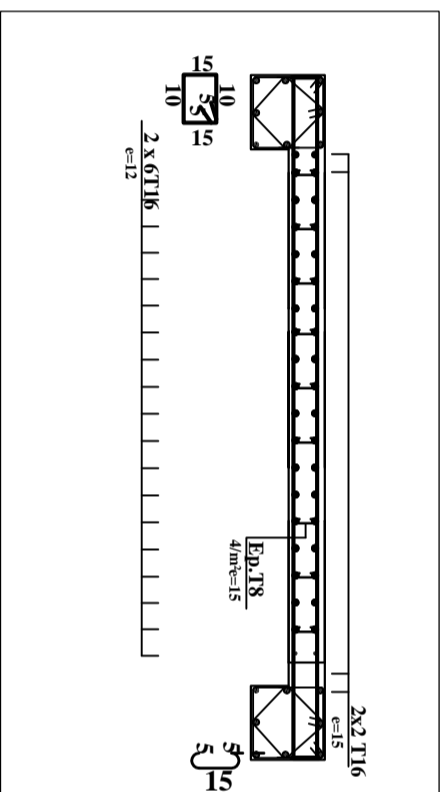
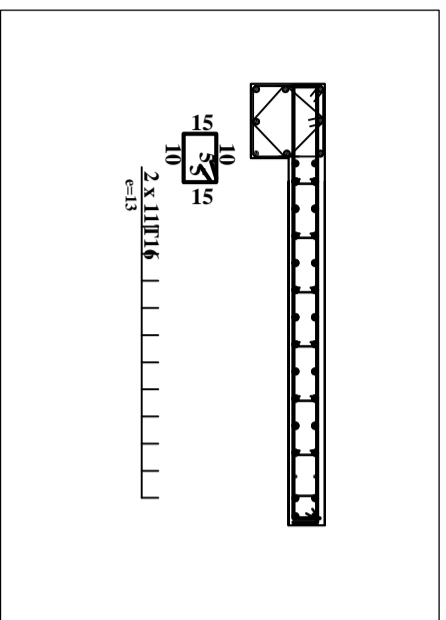
VL 1;2;3;4

VT 1;2;3;4

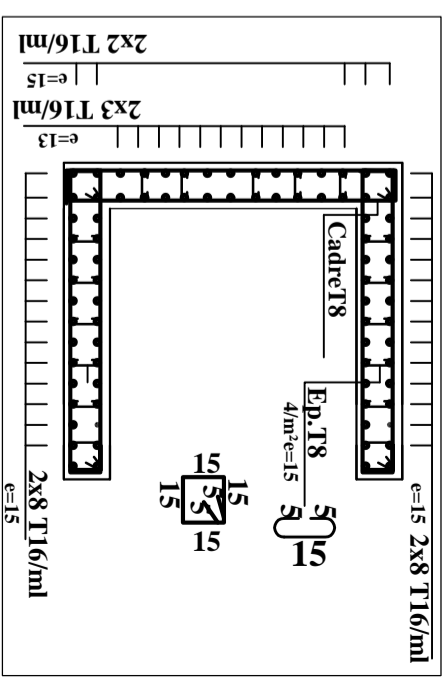
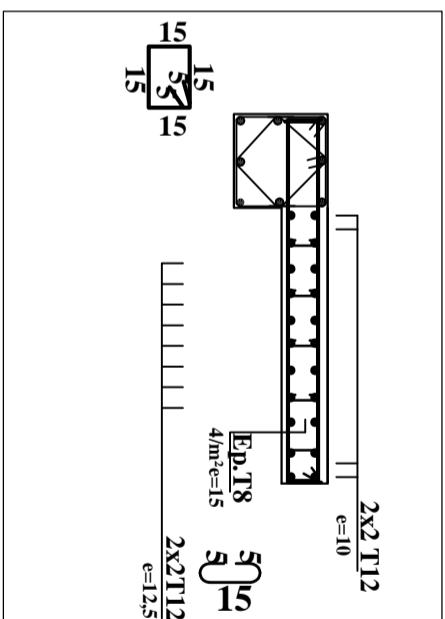
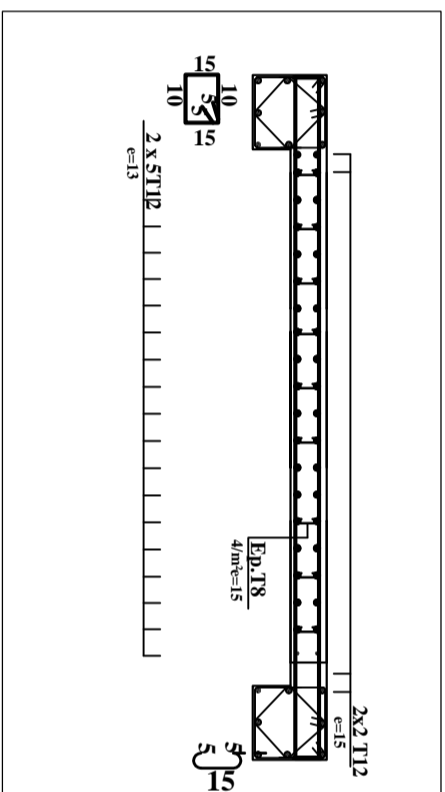
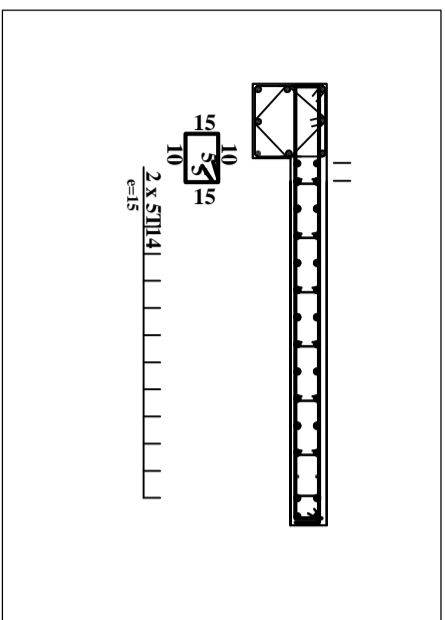
VL 6;7;8

voile salle machine

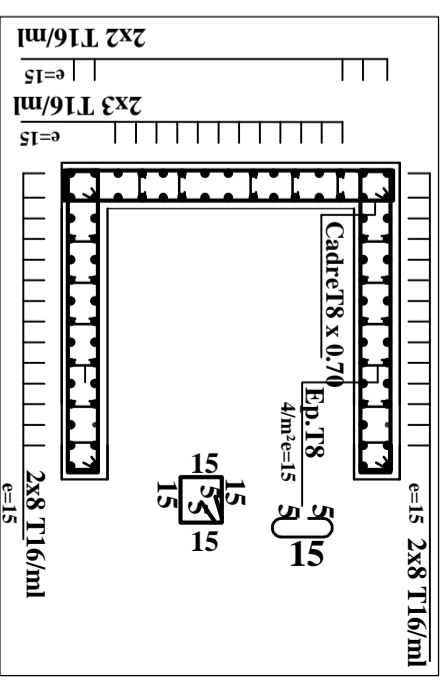
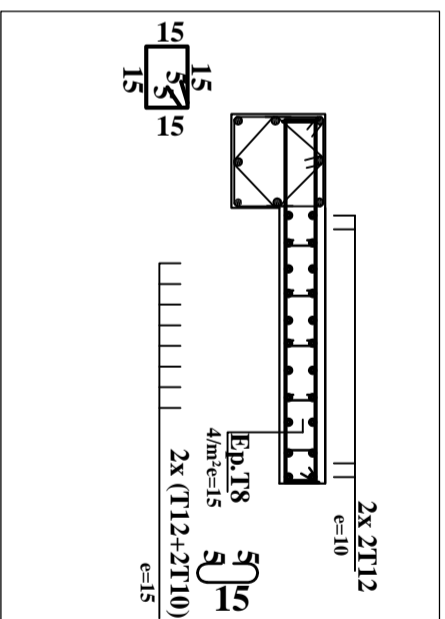
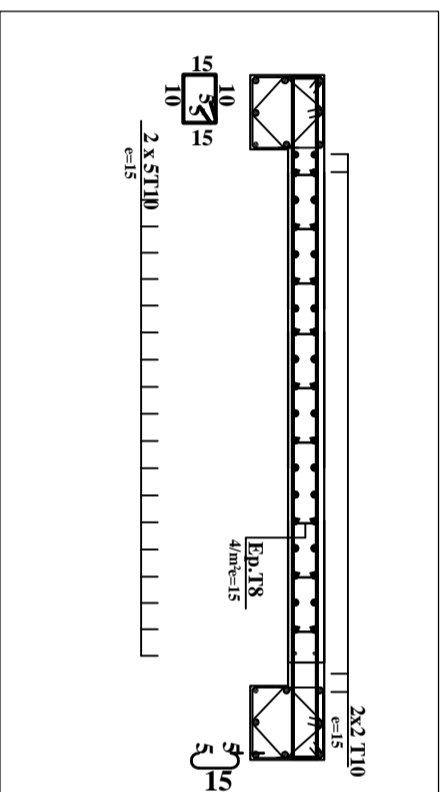
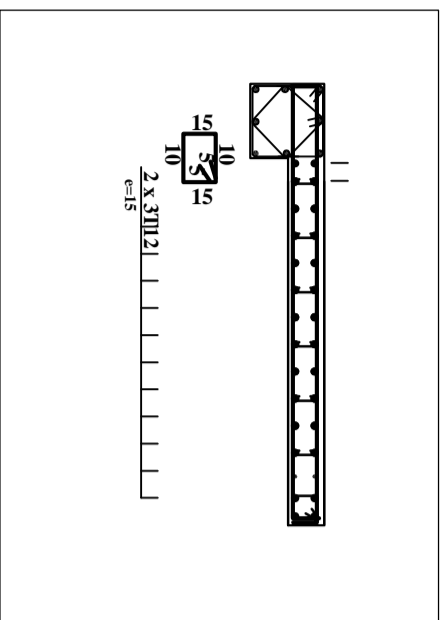
COUPE 1-1



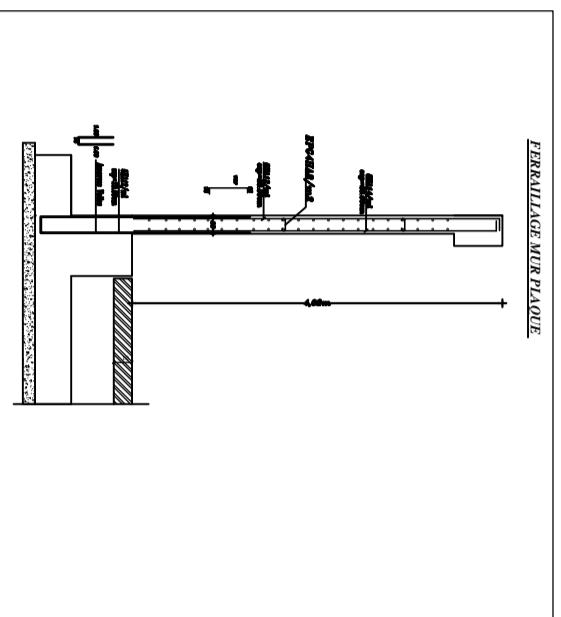
COUPE 2-2



COUPE 3-3



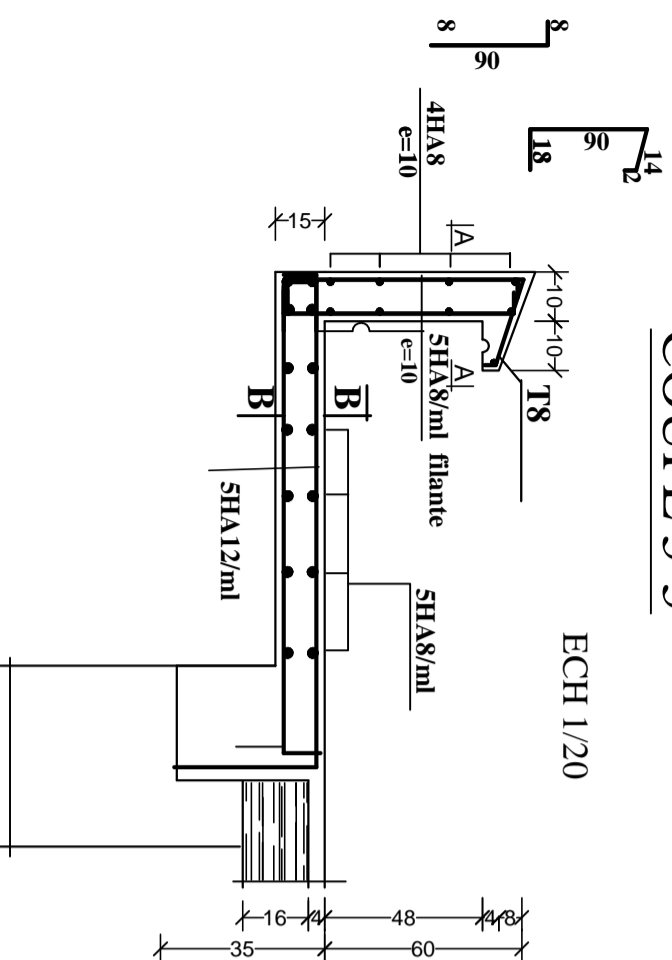
FERRAILLAGE MUR PLAQUE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8+entre sol	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES VOILES/ MUR PLAQUE	
Réalise par : AMRANE Aïcene. Encadrée par : Mm LARABI	
SITUATION:	promotion :2020/ 2021
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

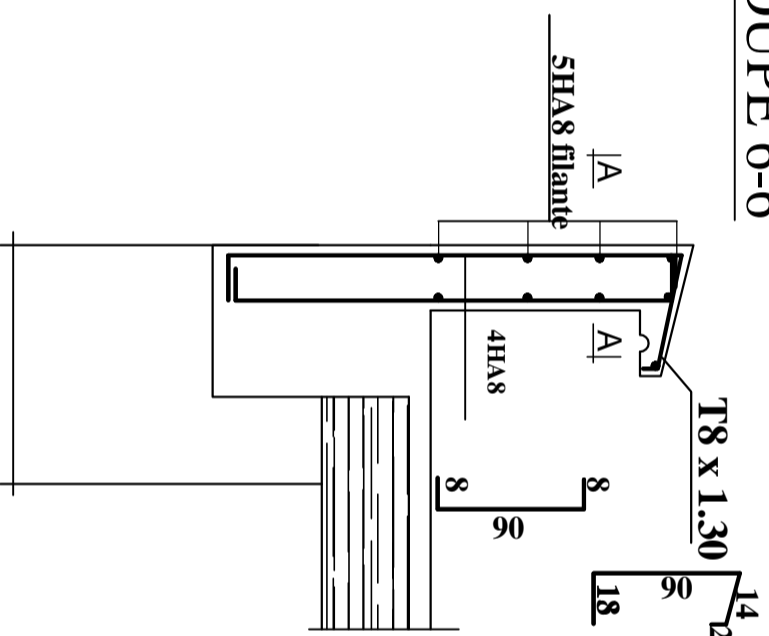
Ferrailage des balcons+acrotère

COUPE 5-5



ECH 1/20

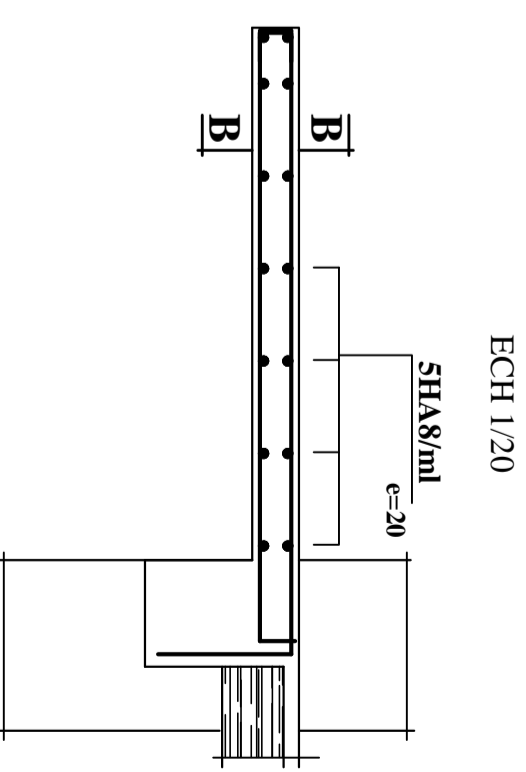
COUPE 6-6



ECH 1/20

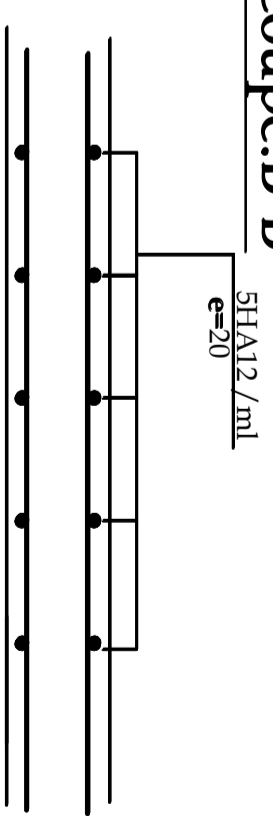
Ferrailage des balcons

COUPE 5-5

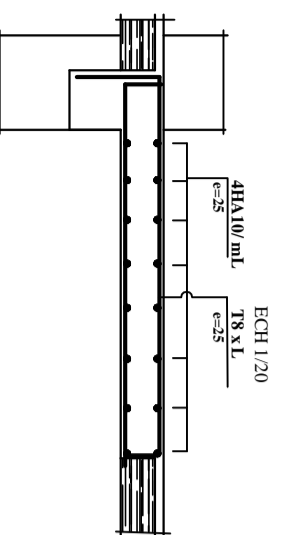


ECH 1/20

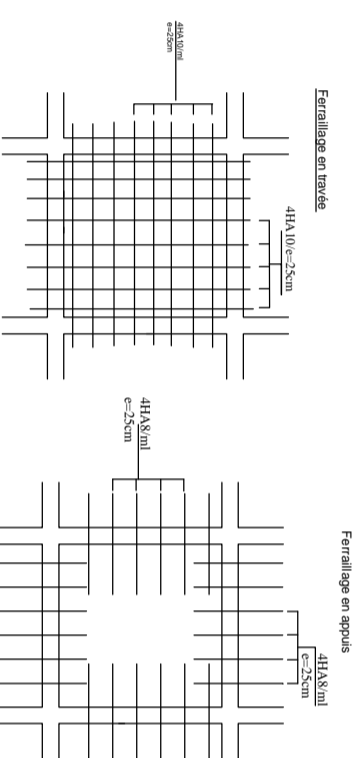
Coupe:B-B



Ferrailage dalle salle machine



ECH 1/20



Ferrailage en travée

Ferrailage en appuis

NOTA: Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Trellis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OZOU	
Département Génie de la Construction	
Ecole Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Métroite de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN BAMBULE EN	
AUSAGE PHARMATIION ET COMMERCIAL	
Plan de Ferrailage des élément secondaire	
Réaliser par : AMRANE Aboune	
Encadrée par : Mm.LARABI	
SITUATION:	promotion: 2020/2021
SORTIE EST DE TIZI OZOU	

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET : CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN

R+8+entree sol A USAGE D'HABITATION ET

COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER

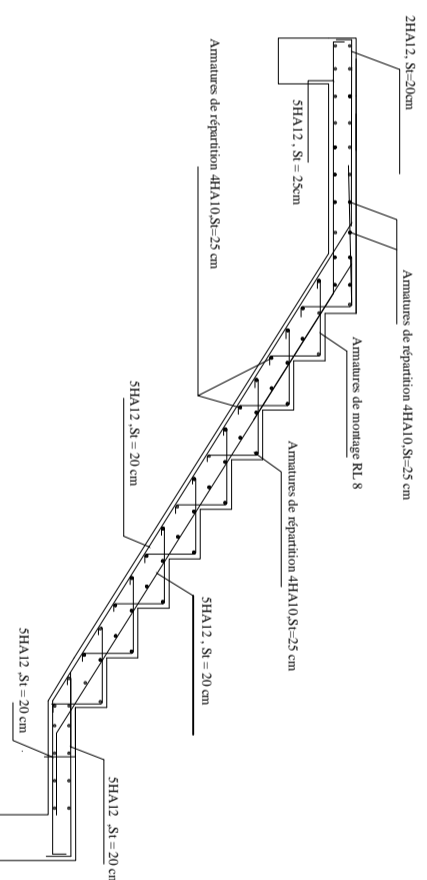
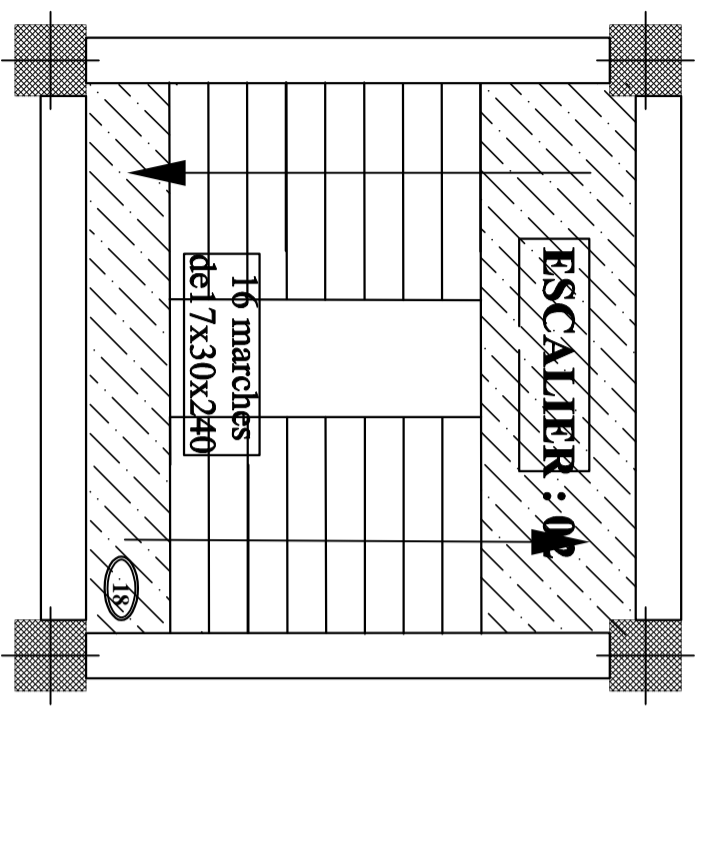
Réalise par : AMRANE Ahcene

Encadrée par : Mm LARABI

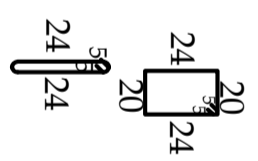
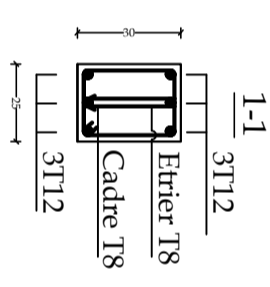
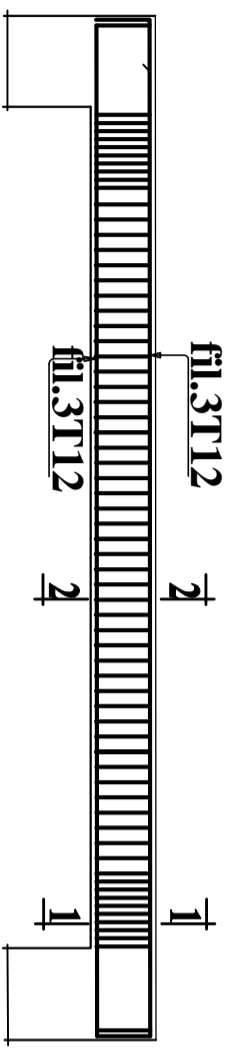
SITUATION :

promotion : 2020/ 2021

SORTIE EST DE TIZI-OUZOU



FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X30)

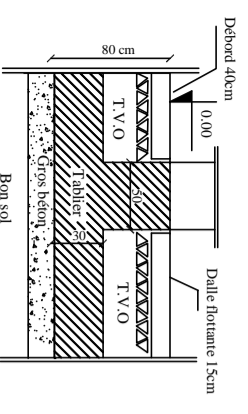
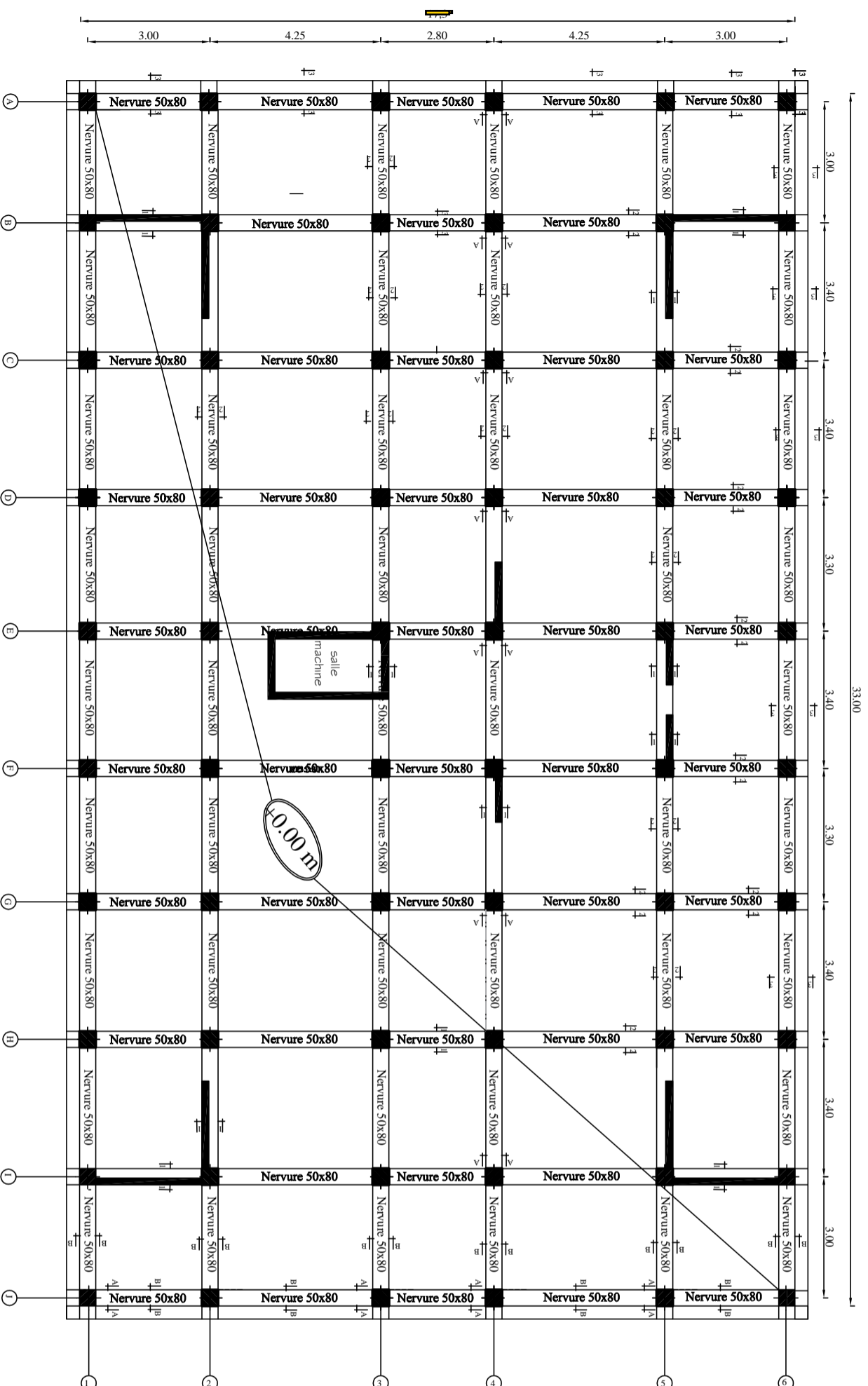


NOTA:

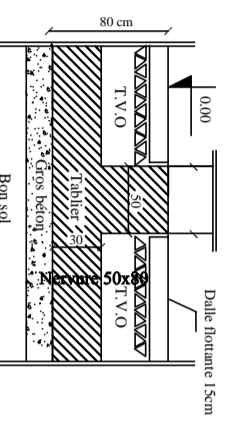
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

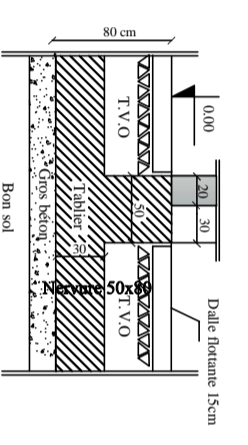
Plan de coffrage plancher niv : +0,00 m



Coupe 3-3

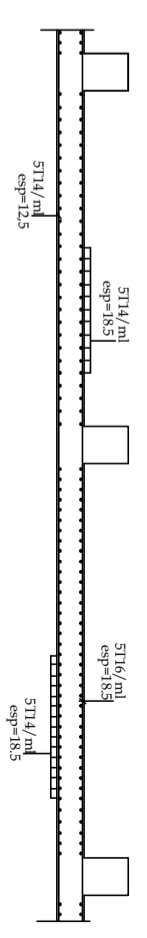


Coupe 2-2

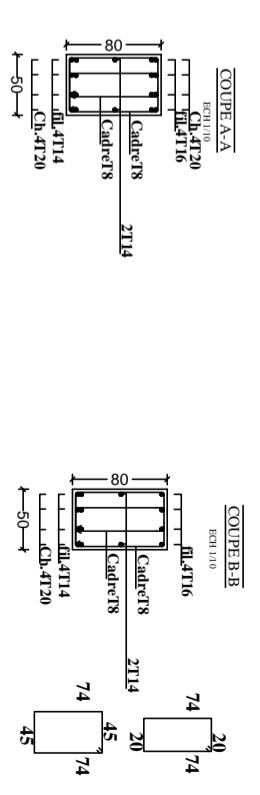


Coupe 1-1

COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier



FERRAILLAGE DE LA NERVURE

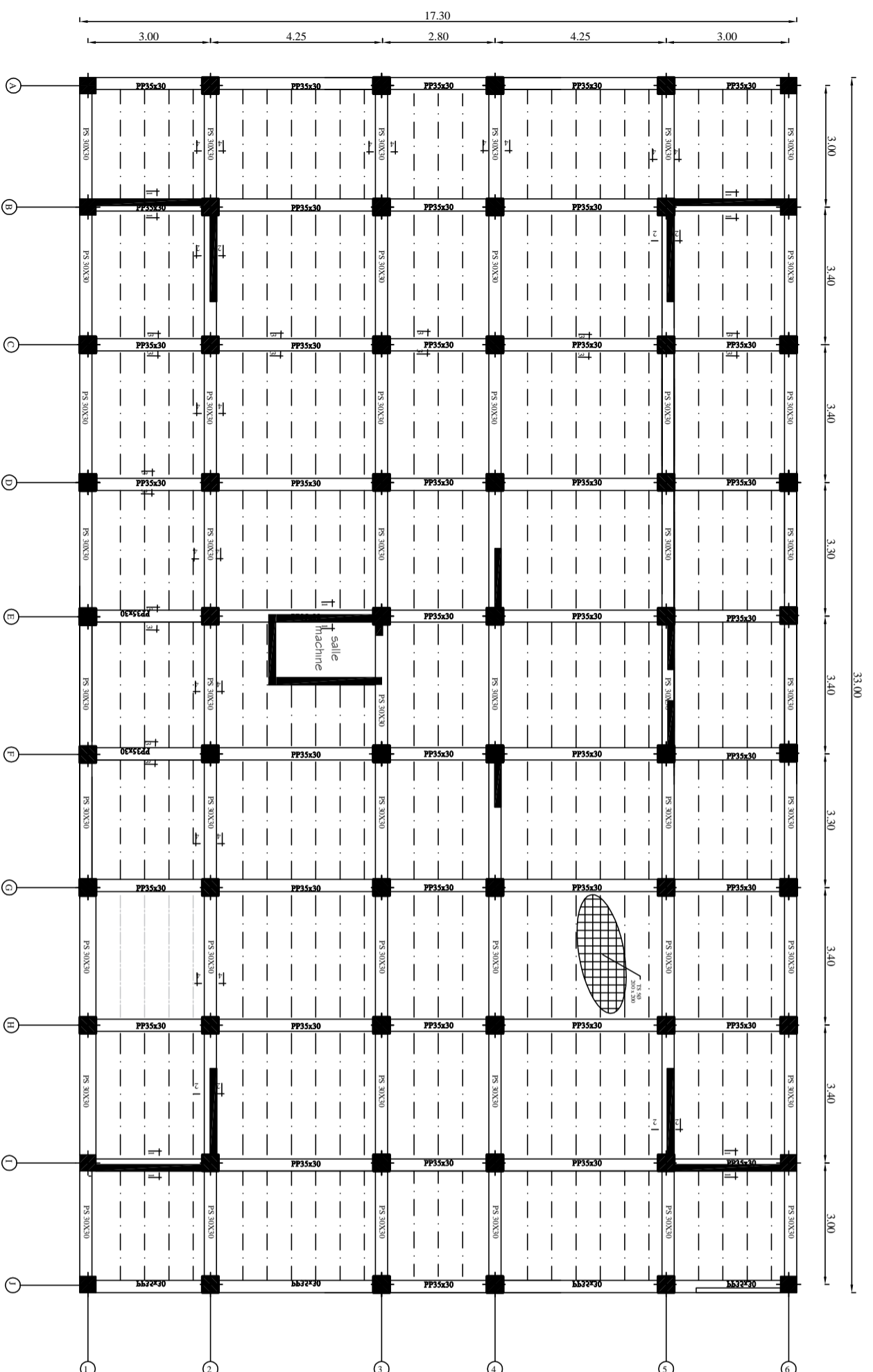


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8+entree sol A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par : AMRANE Ahcene Encadrée par : M/m LARABI	promotion : 2020/ 2021
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

NOTE:

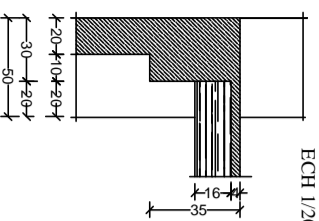
- Caractéristique des matériaux :
- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
 - Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 - Acier (Haute adhérence) σ = 400MPA
 - Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
 - Longueur de recouvrement est de 40 ∅
 - Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m



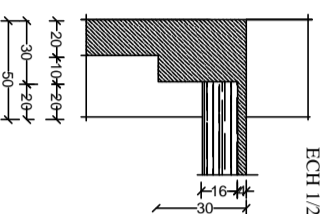
COUPE 1-1

ECH 1/20



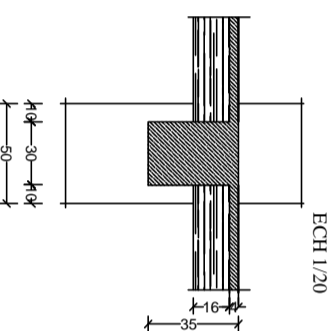
COUPE 2-2

ECH 1/20



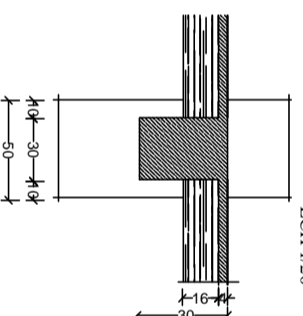
COUPE 3-3

ECH 1/20

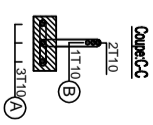
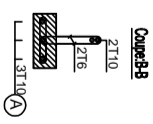
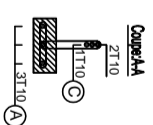
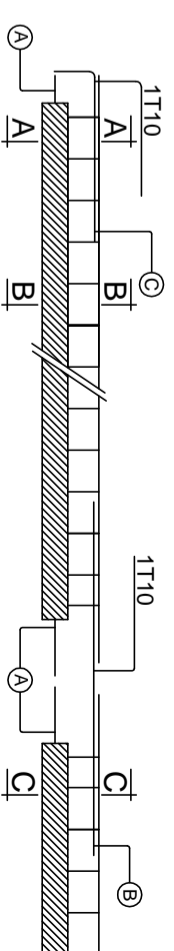


COUPE 4-4

ECH 1/20



Ferrillage des poutrelles



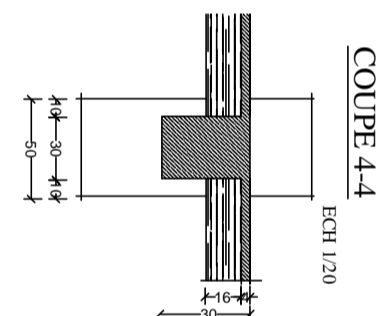
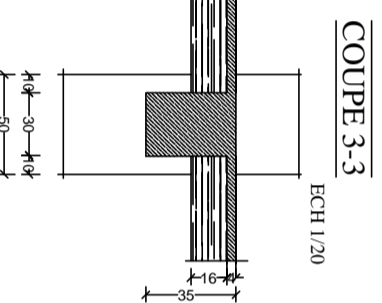
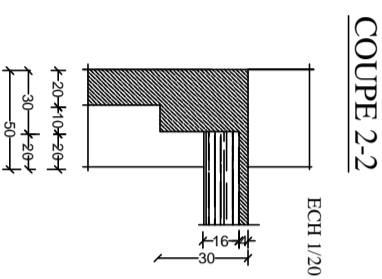
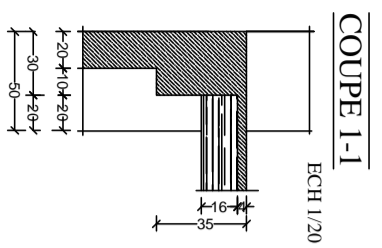
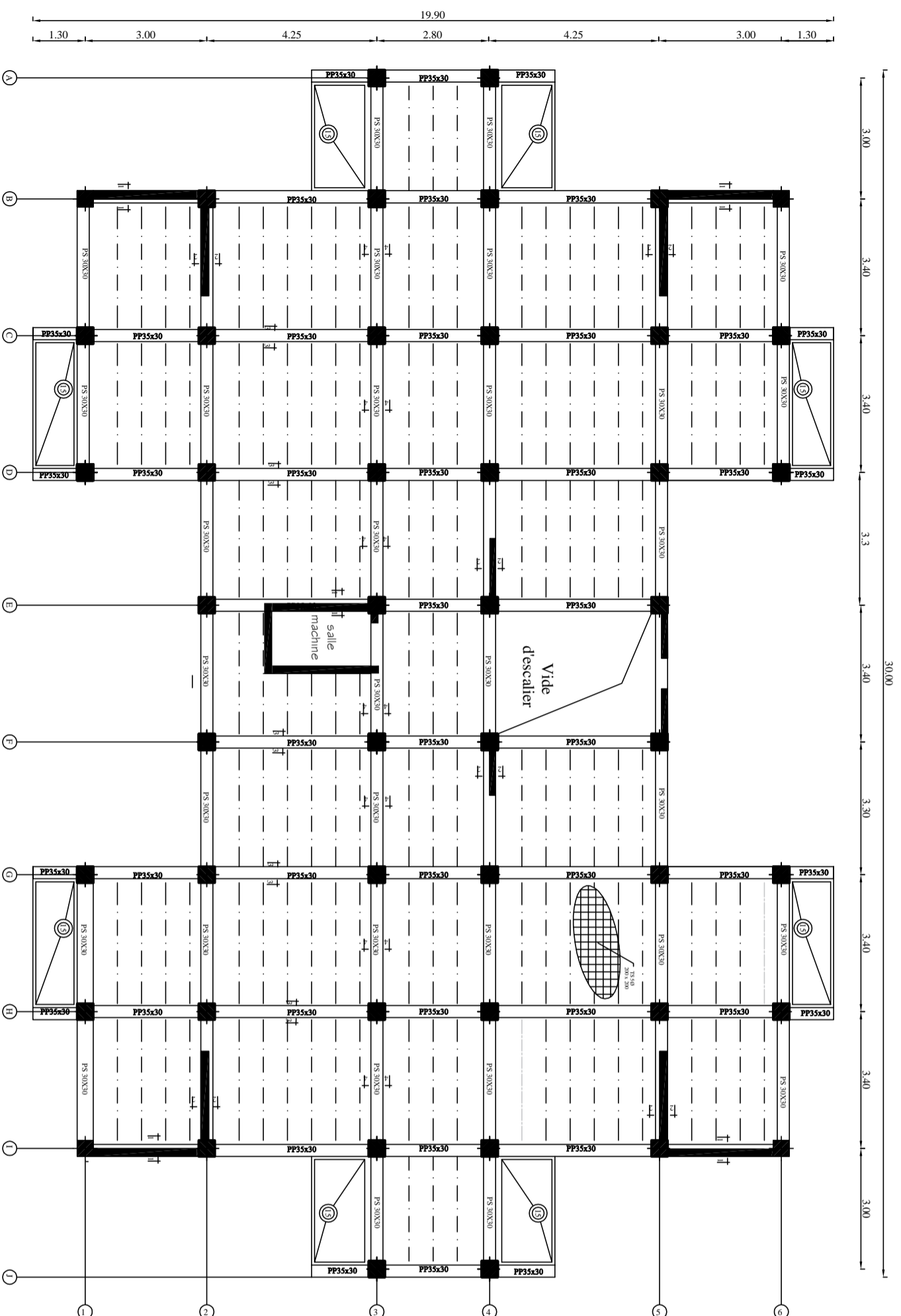
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Mémoire de fin d'étude PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8+entre sol A USAGE DHABIT ATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER Réalise par : AMRANE Ahcene Encadrée par : Mm LARABI	
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	promotion :2020/ 2021

NOTE:

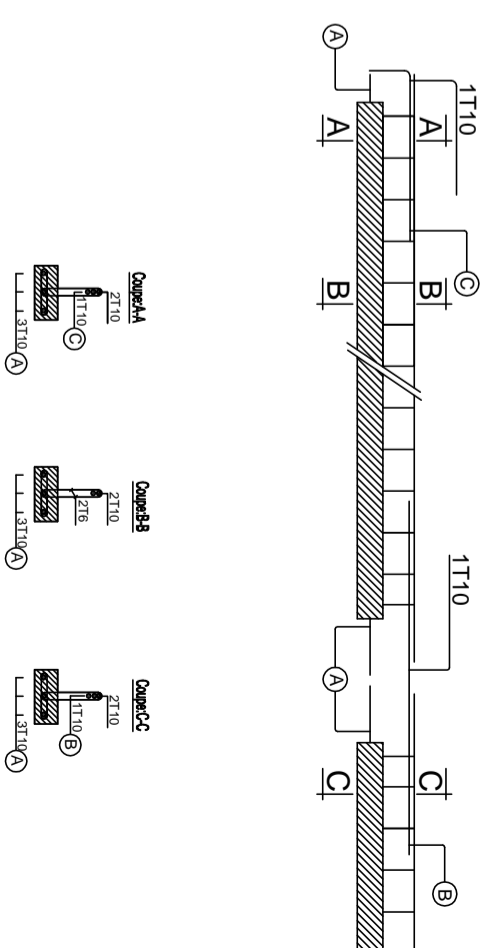
Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier (Haute adhérence) σ = 400MPa
- Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

Plan de coffrage plancher niv:+10,2;+13,26;+16,32;+19,38 ;+22,44;+25,50;+28,56;+31,62



Ferrillage des poutrelles



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8+entree sol A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Réalise par : AMRANE Ahcene	
Encadrée par : Mm LARABI	
SITUATION :	promotion : 2020/ 2021
SORTIE EST DE TIZI-OUZOU	

NOTE:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier (Haute adhérence) σ = 400MPa
- Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

Conclusion

Généralement l'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste. Ce travail nous a également fait découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien, du BAEL, des divers documents techniques réglementaires et des logiciels de calculs des structures.

Les conclusions particulières émanées de ce présent travail on peut citer :

Le séisme au tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et plus dangereux phénomènes à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Cette étude nous a permis de comprendre certains phénomènes et comportements, par conséquent donner une interprétation approchée pour le résultat d'analyse dynamique Cela nous permet d'éviter une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement, nous avons pu éviter le phénomène de torsion en effectuant une disposition des voiles la plus optimale possible

Le ferrailage dans chaque élément avec ses efforts internes propres, nous amène à des sections d'armatures moins importantes que celle qui seront obtenues avec les efforts maximums. Ainsi l'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires imposées par le règlement

La non vérification de l'effort tranchant à la base en premier temps, mène à l'augmentation de l'effort interne dans les éléments résistants de la structure ce qui provoque par la suite une augmentation de section de ferrailage ou celle du béton.

la vérification de l'effort normal réduit assure la résistance des poteaux vis-à-vis les charges verticales.

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, voir mieux, comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre et surtout d'avoir un regard sur les responsabilités de l'ingénieur. Comme il nous a appris à avoir l'esprit du travail en équipe, à avoir le sens de la responsabilité et de la recherche.

Bibliographie

Règlements

- (1) Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- (2) DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- (3) Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- (4) Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS).
- (5) Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- (6) Cours d'ETABS.

Logiciels

- (1) Logiciel ETABS 9.7.1.
- (2) Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- (3) EXCEL, WORD 2007.
- (4) AUTOCAD 2014 .