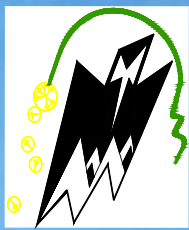




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Université MOULOUD MAMMERRI de TIZI-OUZOU
Faculté de Génie de la Construction
Département du Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option: Construction Civile et Industrielle (C.C.I)*

THÈME

**Calcul d'un bâtiment R+8+Entre Sol à
usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles avec
l'application du logiciel ETABS**

Réalisé par:

**BOUAZIZ Omar
BEN KACI Dalila**

Dérigé par:

M^{me} SMAHI

Promotion: 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier en premier lieu le bon dieu.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice :

M^{me} SMAHI pour son suivi et ses conseils tout le long de ce travail.

Nos remerciements vont également :

Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Omar et Dalila

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère (Nadia) qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père (Madjid) qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mon frère Mouloud et mes sœurs Linda et Safia (son mari Ferhet).

A toute ma famille BOUAGIZ et SADOUM (mes oncles mes tentes).

A ma grand mère Ouzna (paix à ton âme je ne t'oublierai jamais).

A dada Tarik et son épouse nana Linda et leurs enfants Daraine et Dalia.

A mes chers amis El ghazi et Belkacem et leurs familles.

A ma chère amie Soraya et sa famille.

A tous mes camarades surtout la promotion GC 2017/2018.

A ma binôme (Dalila) qui m'a été une véritable sœur et amie durant toutes ces années et à toute sa famille.

Omar



Dedicace

Je dédie ce travail :

Spécialement à mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mon très chers frère : Rezki

A mes chers sœurs kamilia, fatima

A mes cousins et à toute ma famille.

A tous mes amis(es) et tous ceux que j'aime.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A mon binôme (omar) qui m'a été un véritable frère et ami durant toutes ces années et à toute sa famille.

Dalila



TABLE DES MATIERES :

INTRODUCTION GÉNÉRALE:	1
CHAPITRE I: PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.	
I.1 : Introduction:.....	2
I.2 : Présentation de l'ouvrage:	2
I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:	2
I.4 : Les éléments de l'ouvrage:	2
I.4. 1: la superstructure:.....	2
I.4. 2: L'infrastructure:	5
I.5: Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés:	5
I.5.1: Béton:.....	5
I.5.2: Acier:	9
I.6 : Hypothèses de calcul:	12
I.7: Conclusion:	12
CHAPITRE II: PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.	
II.1 : Introduction:	13
II.2: Pré-dimensionnement des éléments:	13
II.2.1 : Les planchers:.....	13
a- Plancher en corps creux :	13
b- Planchers en Dalle pleine:.....	14
II.2.2 : Les poutres :	15
A- Les poutres principales :	15
B- Les poutres secondaires :.....	15
C- La poutre de chaînage:	15
D- La poutre palière:	15
II.2.3: Les voiles :.....	16
II.2.4: Les poteaux :.....	17
II.3: Détermination des charges et surcharges:	17
II.4: Descente de charge:.....	21
II.5: La loi de dégression des charges:	22
II.6 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement:	24
CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.	
III.Introduction:	27
III.1: CALCULE DE L'ACROTÈRE.	
III.1.1 : Définition et rôle de l'acrotère:	27
III.1.2 : Dimensionnement de l'acrotère:.....	27
III.1.3: Détermination des sollicitations:.....	28
III.1.4: Combinaison des charges:.....	28
III.1.5: Ferrailage de l'acrotère:	29
III.1.6: Vérification à l'ELU:	30
III.1.7 : Vérification à l'ELS :	31
III.1.8: Vérification de l'acrotère au séisme:.....	32

III. 2 : CALCUL DES ESCALIERS :

III.2.1: Introduction et définition:	34
III.2.2 :Pré dimensionnement des l'escaliers:	34
A: Escalier d'entrée au RDC:.....	35
B: Escalier du RDC vers les étages supérieurs:	36
III.2.3 : Détermination des charges et des surcharges:.....	37
III.2.4: Etudes des escaliers:.....	38
A-Escalier du RDC vers les étages supérieurs:.....	38
A.1: Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:	38
A.2 : Ferrailage des escaliers du RDC vers les étages supérieurs:.....	41
A.3 : Vérification à l'ELU:	42
A.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'EIS :	44
A.5 : Vérification à L'ELS :.....	47
B-Escalier d'entrée au RDC:.....	50
B.1: Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:	50
B-2 : Ferrailage escalier d'entrée au RDC:	53
B-3: Vérification à l'ELU:	54
B-4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'EIS:	56
B-5: Vérification à L'ELS:.....	59

III.3 : ETUDES DES PLANCHERS :

III.3.1: Introduction :.....	62
III.3.2 : Ferrailage de la dalle de compression:.....	62
III.3.3: Etude des poutrelles :	63
Etape1 : Avant coulage de la dalle :.....	64
Etape2 : Après coulage de la dalle :.....	65
III.3.4: Choix de la méthode de calcul :	66
III.3.5: Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :	72
III.3.6: Vérification à l'ELU :	74
III.3.7 : Calcul à l'ELS :	76
III.3.8: Vérification à l'ELS :	78

III.4 : CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE:

III.4.1: Introduction:.....	82
III.4.2: Détermination des charges et surcharges:.....	82
III.4.3: Calcul à l'ELU	82
III.4.4: Calcul des armatures	84
III.4.5: Vérification à l'ELU :	84
III.4.6: Calcul à l'ELS	86
III.4.7: Vérification à ELS:	88

III.5 : CALCUL DE LA POUTRE DE CHAINAGE:

III.5.1: Introduction:.....	90
III.5.2: Détermination des charges et surcharges:.....	90
III.5.3: Calcul à l'ELU:	90
III.5.4: Calcul des armatures:	92
III.5.4: Vérification à l'ELU:	92
III.5.5: Calcul à l'ELS:.....	95
III.5.6: Vérification à ELS:	97

III.6: CALCUL DES BALCONS:

III.6.1: Introduction:	99
III.6.2: Détermination des différentes charges:	99
III.6.3: Ferrailage du balcon:	100
III.6.4: Vérification à l'ELU:	101
III.6.5: Vérification à ELS:	102

III.7 : LA SALLE MACHINE:

III.7.1: Introduction:	105
III.7.2: Calcul à L'ELU:	105
III.7.3: Vérification à L'ELU:	108
III.7.4: Calcul à l'ELS:	109
III.7.5 : Vérification à l'ELS:	110

CHAPITRE IV: MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

IV.1: Introduction:.....	113
IV.2: Description du logiciel ETABS:	113
IV.3: Etapes de modélisation:	113
Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle:	113
Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux:	118
Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments:	119
Étape 04: affectation des éléments défini au model:	125
Étape 05: Définition des charges statiques (G, Q):	127
Étape 06 : Introduction du spectre de réponse (E):	127
Étape 07: Définition de la charge sismique E:	130
Étapes 08: Chargement des éléments:	133
Étape 09: Introduction des combinaisons d'actions:.....	135

CHAPITRE V: VÉRIFICATION DES CONDITIONS DU RPA:

V.1: Introduction:.....	137
V.2: Méthodes de calcul:.....	137
V.3: Conditions d'application de la méthode statique équivalente:.....	137
V.4: Spectre de réponse de calcul:	138
V.5: Vérification des conditions du RPA:.....	139
1- Vérification de la période:	139
2- Type de contreventement (justification du type de contreventement):.....	140
3- Vérification du nombre de mode:	142
4- Vérification de l'effort tranchant à la base:	143
5- Vérification des déplacements :	145
6- Vérification de l'effet P- Δ :	147
7- Effort normal réduit:	148
8- Vérification de l'excentricité:	149

VI: CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.

VI: Introduction:..... 150

VI.1: FERRAILLAGE DES POTEAUX:

VI.1.1: Introduction:..... 150

VI.1.2: Recommandation du RPA 99/Version 2003:..... 151

VI.1.3: Calcul des armatures à l'ELU: 152

VI.1.4: Vérification à l'ELU: 157

VI.1.5: Vérification à l'ELS:..... 157

VI.2 : FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.2.1 : Recommandation du RPA99 version 2003:..... 161

VI.2.2 : Calcul des armatures longitudinales: 161

VI.2.3 : Vérification à l'ELU: 165

VI.2.4 : Vérification à l'ELS: 167

VI.3 : FERRAILLAGE DES VOILES:

VI.3.1: Introduction:..... 170

VI.3.2: Méthodes de calcul: 171

VI.3.3: Exigence du RPA:..... 172

VI.3.4: Exigence du BAEL: 172

VI.3.5: Vérifications à l'ELU:..... 174

VI.3.6: Vérifications à l'ELS: 176

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE:

VII.1: Introduction: 182

VII.2: Différentes fonctions des fondations : 182

VII.3: Etude de sol: 182

VII.4: Choix de la fondation: 182

VII.5:Etude du radier: 186

VI.6: Quelques vérifications: 188

VI.7: Ferrailage du radier:..... 192

a- Ferrailage de la dalle:..... 193

b- Ferrailage du débord: 197

c- Ferrailage des nervures: 198

CONCLUSION GÉNÉRALE:..... 209

BIBLIOGRAPHIE



LES PLANS

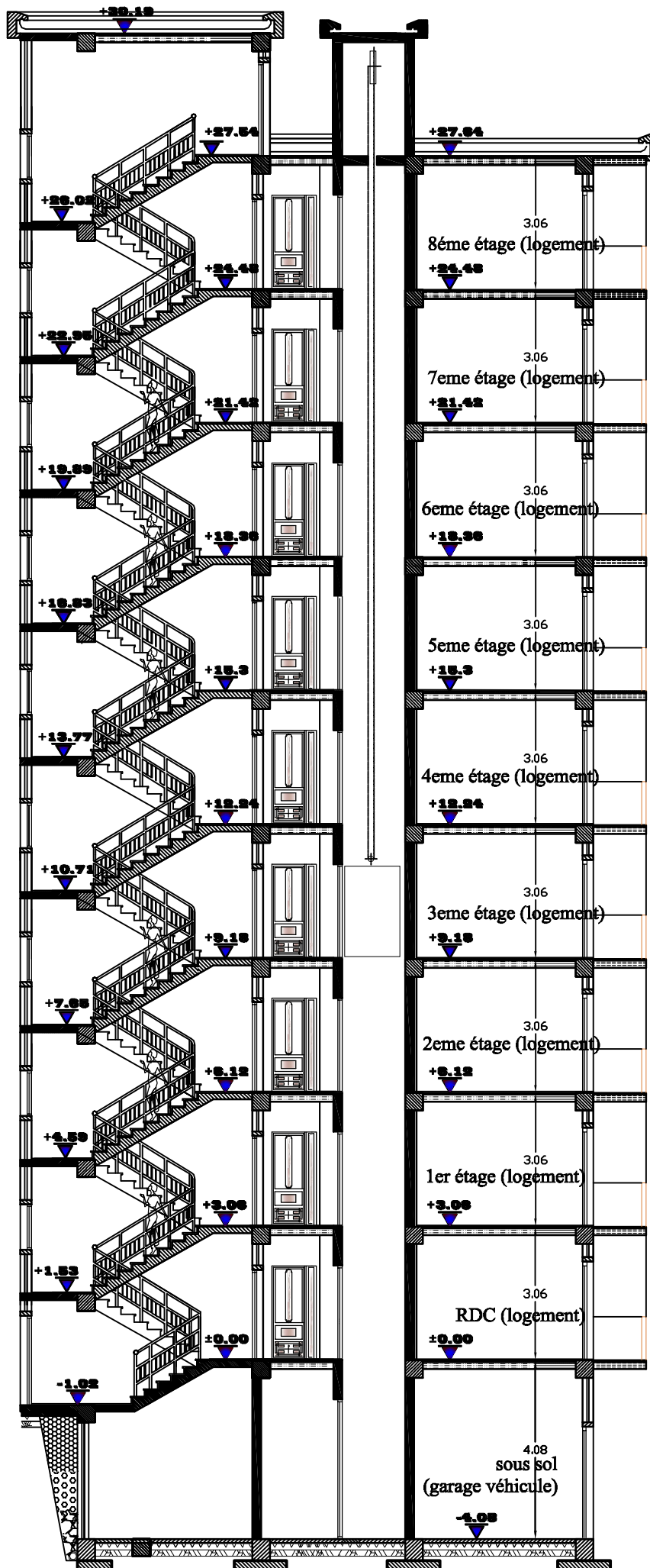


D'ARCHITECTURES

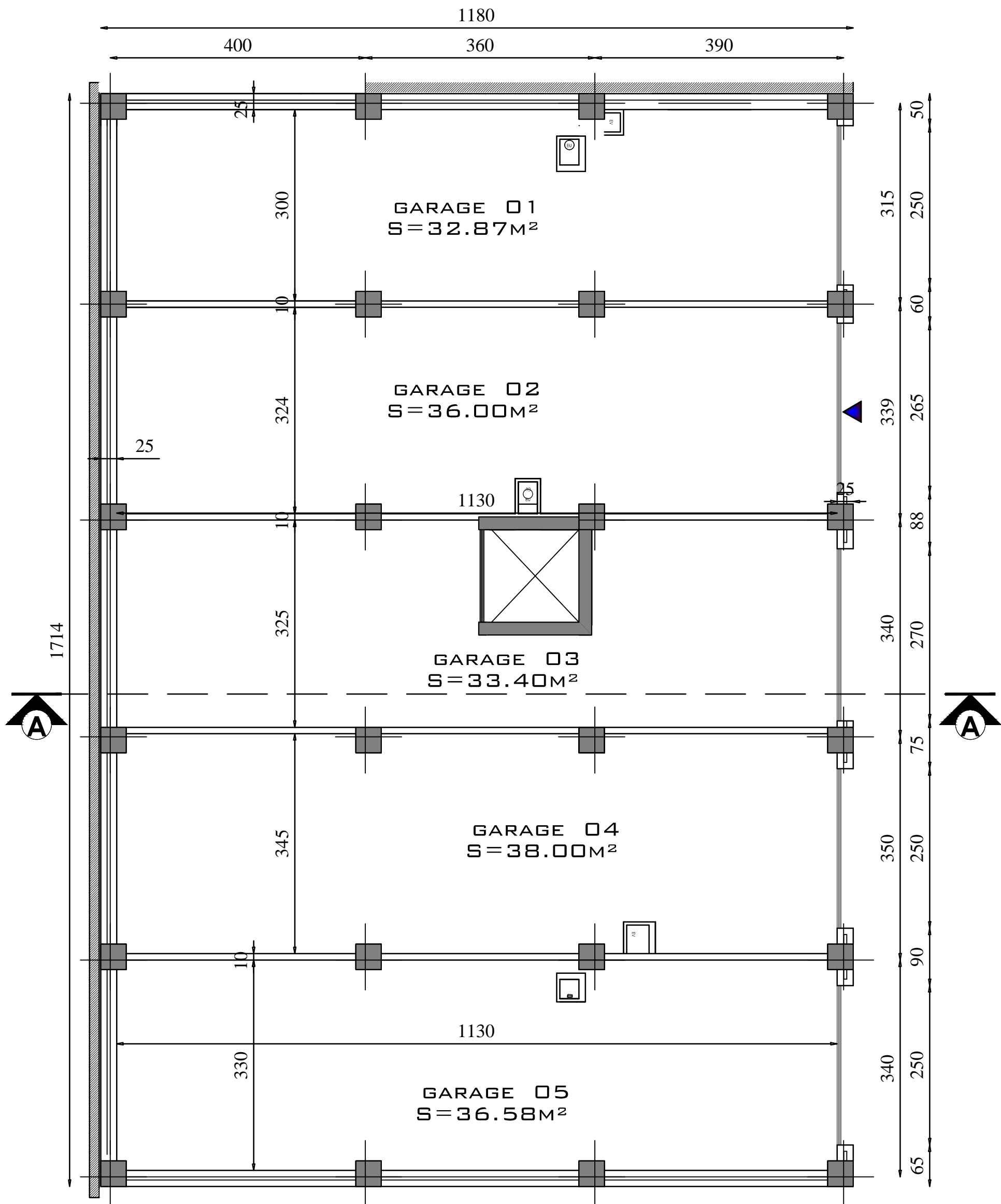




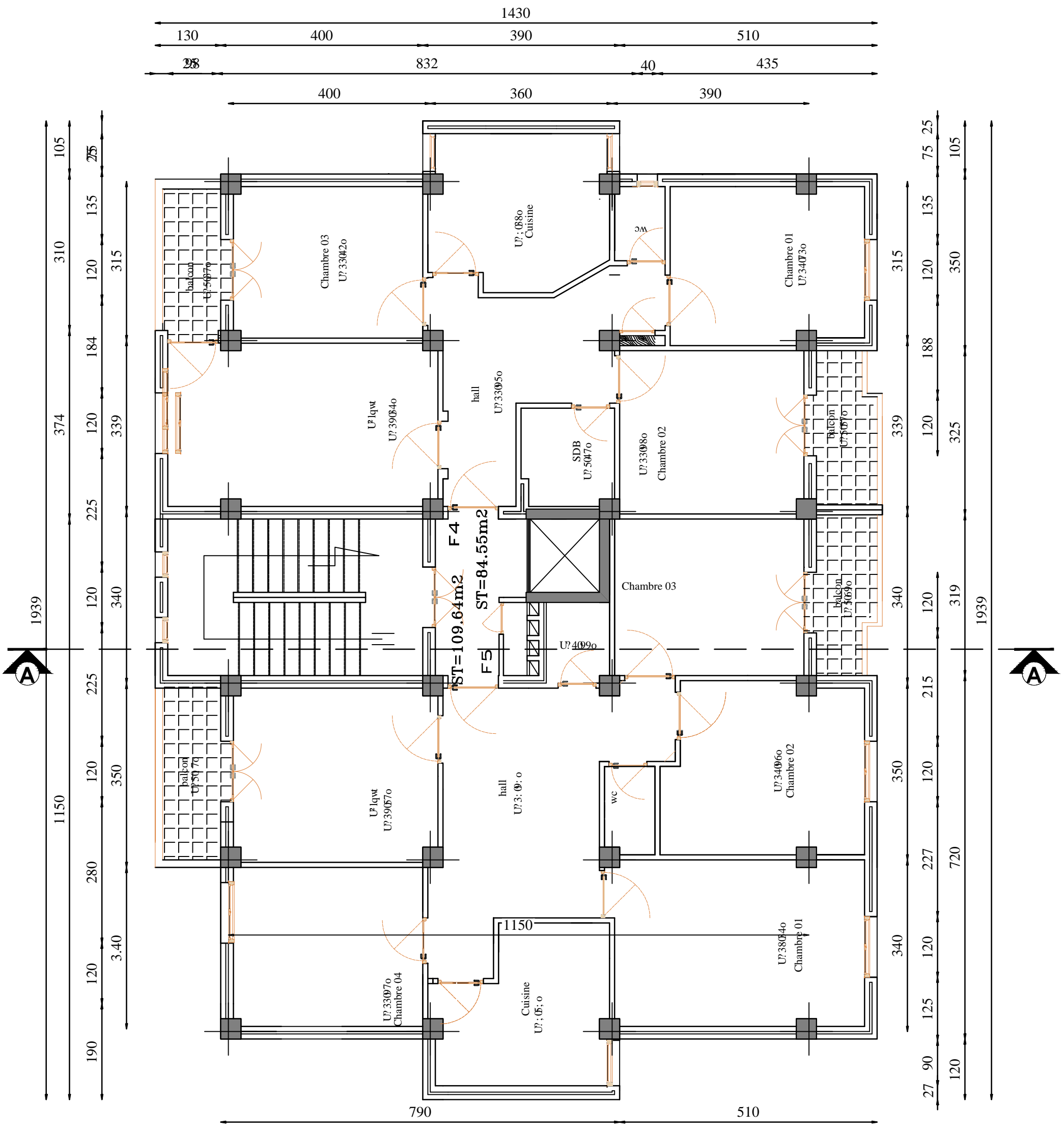
FACADE NORD



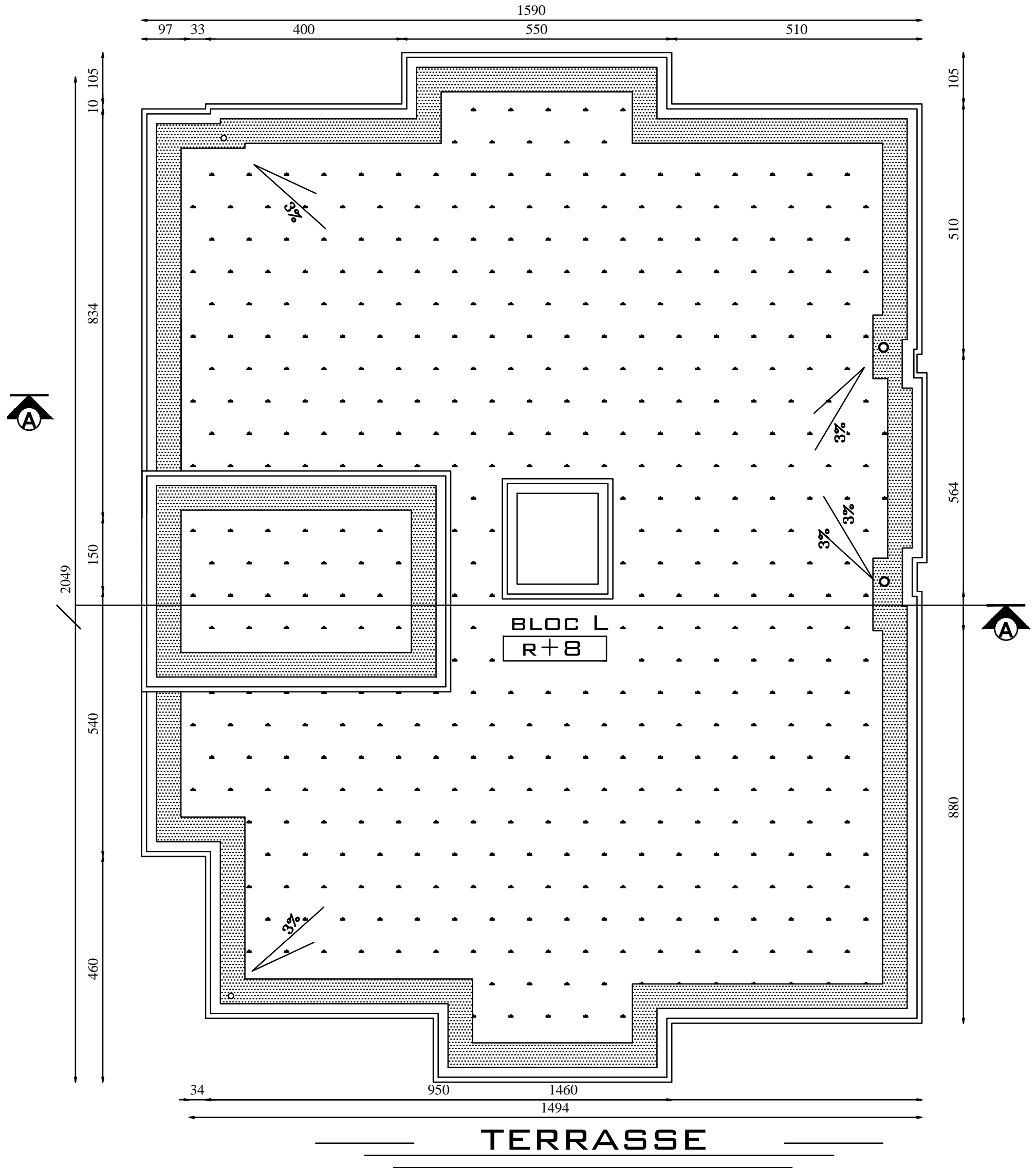
COUPE A-A



SOUS SOL



ETAGE COURANT

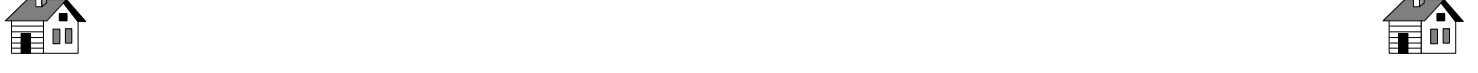




INTRODUCTION



GÉNÉRALE:



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE:

Le **génie civil** est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics.

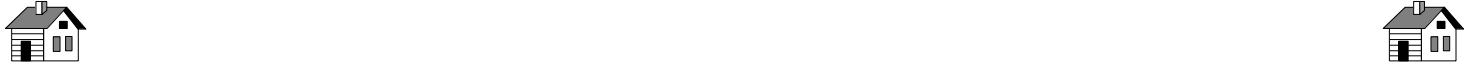
L'ensemble du travail d'un ingénieur en génie civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la Construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaboré dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas de béton armé aux Etats Limite, le BAEL 91 modifié99 en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, chaque poteau et chaque plancher de ce bâtiment leurs dimensions et les caractéristiques du béton et d'aciers à utiliser, et surtout comment allier ces deux éléments à fin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après l'exécution avec un cout optimal.

Depuis le séisme de 2003 avec le quel on avait vu la ruine de plusieurs bâtiments, alors le règlement a introduit l'élément voile dans les structures pour mieux résister à cette catastrophe naturelle, pour cela l'objectif de notre mémoire est de démontrer comment introduire ce dernier pour qu'il assure sa fonction principale qui est la neutralisation des sollicitations horizontaux.



CHAPITRE 1:



PRÉSENTATION ET



DESCRIPTION DE



L'OUVRAGE



CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1 : Introduction:

Dans ce chapitre nous avons à présenter notre ouvrage et ses éléments, ainsi quelques caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux à utiliser.

I.2 : Présentation de l'ouvrage:

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment en R+8 plus un entre sol à usage d'habitation et commercial. Le projet sera implantée a la commune de BOUGHNI Wilaya de TIZI OUZOU une région classé selon le RPA99 modifier 2003 (**règlement parasismique algérien**) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa) le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (**portique et voiles**).

- ✓ Un entre sol à usage commercial.
- ✓ Le RDC et huit étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

➤ Dimension en élévation:

Hauteur de RDC.....h = 3,06 m.
Hauteur d'étage courant (1ère au 8ème étage)..... h = 3,06 m.
Hauteur d'entre sol h = 4,08 m.
Hauteur total de la structure (sans l'acrotère).....h=34.27 m.

➤ Dimension en plan:

Longueur totale de bâtiment L_{long.} = 19,39 m.
Largeur totale de bâtiment L_{trans} = 14,30 m.
Longueur totale d'entre solL_{long.} = 17.14 m.
Largeur totale d'entre sol L_{trans} = 11.80 m.

I.4 : Les éléments de l'ouvrage:

I.4. 1: la superstructure: est composée de :

a- L'ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b- Les planchers:

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales:

- ✓ **Fonction de résistance mécanique :** ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- ✓ **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

➤ **Plancher en corps creux** qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

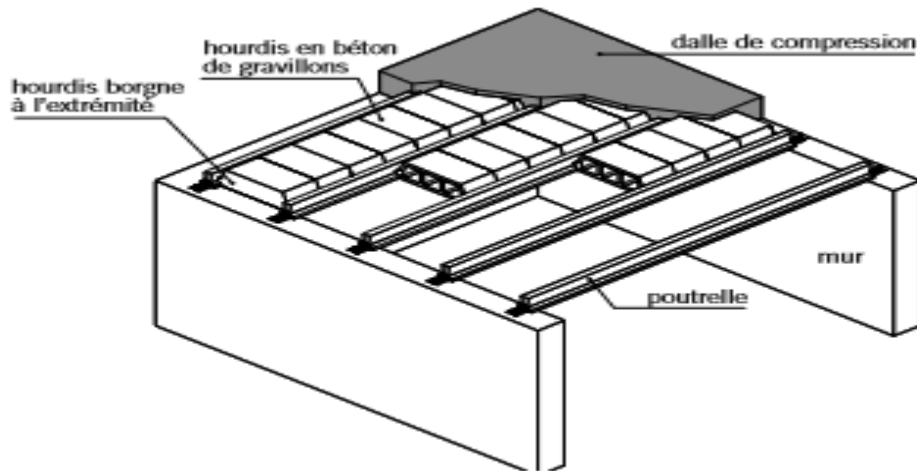


Figure I.1 : Élément d'un plancher en corp creux

➤ **Plancher en dalle pleine** coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage « ascenseur ».

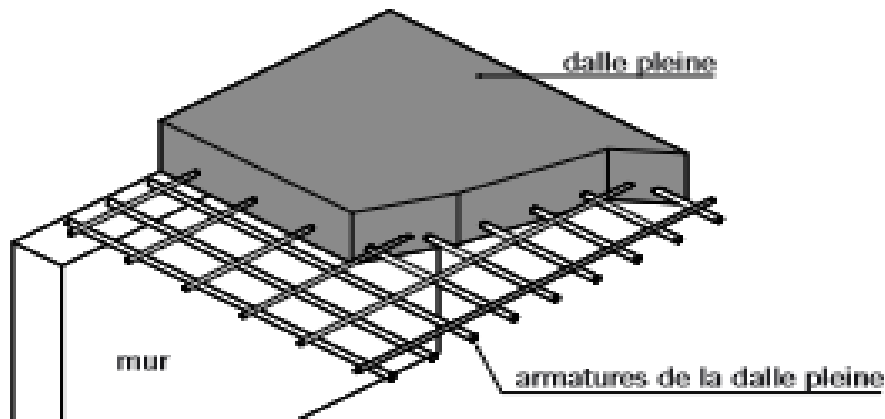


Figure I-2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

c-Escaliers:

Se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers du RDC jusqu'à la terrasse compose de deux (2) volée et un palier de repos entre un étage et son prochain réalisée en béton armé coulé sur place.

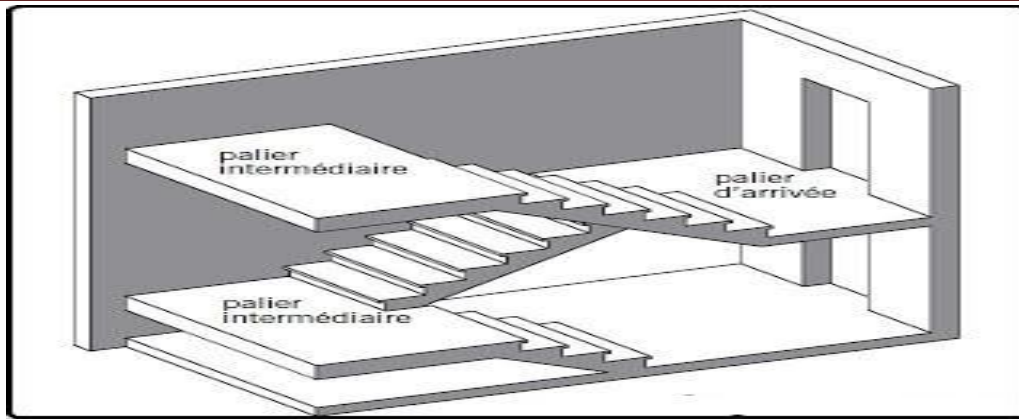


Figure I-3 : escalier en deux volées

d-Cage d'ascenseur:

Le bâtiment comporte une (01) cage d'ascenseur, réalisée en voiles de béton armé coulé sur place.

e-La maçonnerie:

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

f-Les revêtements:

- ✓ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- ✓ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- ✓ Dalle de sol pour les planchers.
- ✓ Marche contre marche en marbre pour les escaliers.
- ✓ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.
- ✓ Étanchéité en plusieurs couches pour la terrasse.

g-Porte-à-faux:

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

h- Acrotère:

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.50[m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

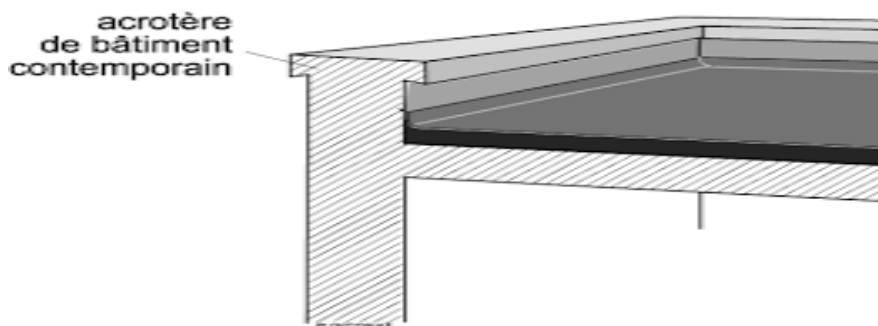


Figure 1-4: Élément Acrotère

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

i-Terrasse accessible:

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse accessible privée juste pour l'entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

I.4. 2: L'infrastructure: est constituée de :

a-Fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle d'une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- ✓ Transmettre les efforts du sol (la descente de charges).
- ✓ Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

I.5 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés:

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99/ version 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91/ modifiée 99**).

I.5.1 : Le béton:

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et les moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance qui devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

1.5.1.1: Resistance caractéristique du béton:

a- La résistance à la compression:

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindrique de diamètre 16cm et de hauteur 32cm, on déterminera la moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé "n" éprouvettes, donc nous aurons "n" valeurs des résistances de béton :

La résistance moyenne est ;

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

K : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera pris égale à 1,64

Pour le calcul de l'ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28}=25\text{MPa}$

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

➤ Pour $j \leq 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,11 BEAL91/modifiée99}$$

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

➤ Pour $j \geq 60$ jours

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,11 BEAL91/modifiée99}$$

A noter qu'une résistance caractéristique à la compression de 25MPa est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier A.2.1,13 BEAL91/modifiée99

b- Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de J jours :

Notée « f_{tj} », exprimée en MPa et conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,12 BEAL91/modifiée99}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.2 : Les états limites:

L'article (A.1.2 du BAEL91/modifiée 99) précise « un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et essayerai de l'être en cas de modification défavorable d'une action ».

Nous distinguons deux états limites :

1. L'état limite ultime (ELU):

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
 - de résistance pour les matériaux constitutifs.
 - de la stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées : il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.
- ✓ **Diagramme contrainte - déformation du béton**

Le diagramme (contrainte - déformation) représente les contraintes qui se développent dans le béton en fonction des déformations engendrées par des forces extérieures.

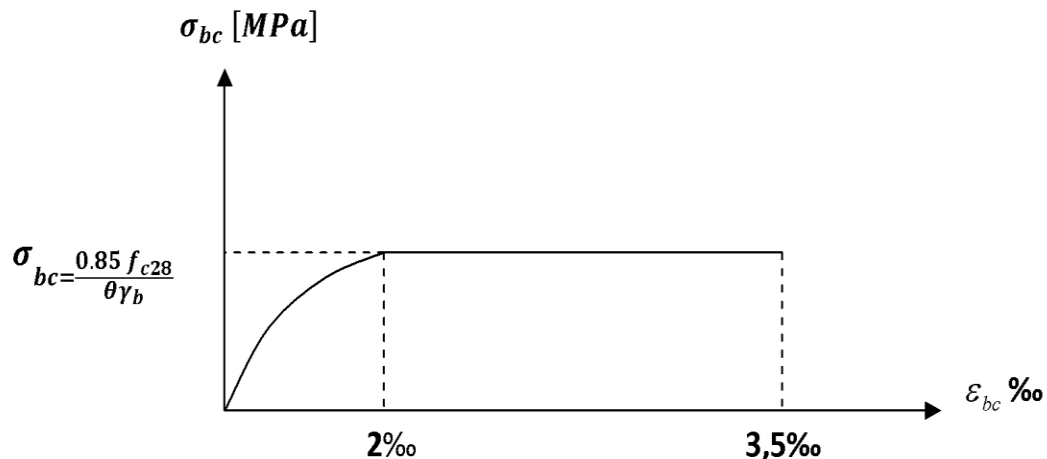


Figure 1-5 : diagramme contrainte déformation à L'ELU

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU. Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton et qui est calculé par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{A.4.3.41 BEAL91/modifiée99}$$

avec :

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'action.

Il varie entre :

- $\theta = 1$; si la durée d'application est inférieure à 24h,
- $\theta = 0,9$; si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h,
- $\theta = 0,85$; si cette durée est inférieure à 1h.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton,

$\gamma_b = 1,5$; dans les sollicitations durables, $\sigma_{bc}=14.2\text{MPa}$.

$\gamma_b = 1,15$; dans les sollicitations accidentelles. $\sigma_{bc}=18.48\text{MPa}$.

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2. L'état limite de service (ELS) :

Il correspond à des conditions normales d'exploitation et de durabilité, il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pour entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc un gêne à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

→ Diagramme contrainte-déformation (ELS) :A.4.5.2 BEAL91/modifiée99

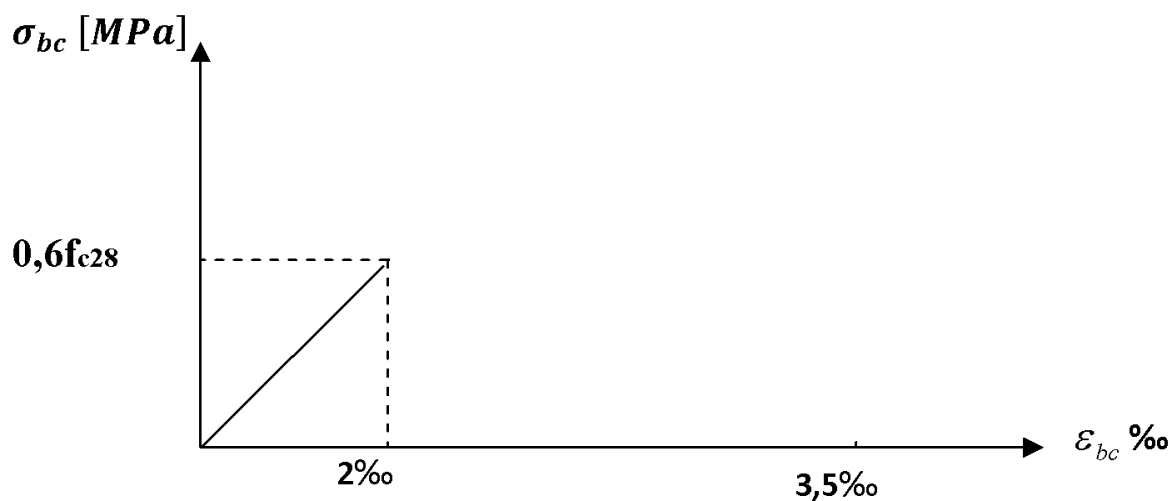


Figure 1-6 : diagramme contrainte déformation à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Dans notre cas $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$

3. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots \text{A.5.1.21 BEAL91/modifiée99}$$

avec :

- V_u : la valeur de l'effort tranchant,
- b_0 : la longueur de l'âme de la poutre,
- d : la hauteur utile,

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible, soit $\tau_u = 3,25 \text{ MPa}$,

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable, soit $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1.5.1.3 : Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module de déformation longitudinale instantanée « Eij » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale Eij est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c_{28}}} \quad [\text{MPa}] \dots\dots\dots \text{A.2.1,21 BEAL91/modifiée99}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée du béton « Evj » :

Ce module est définie comme étant le module de déformation instantanée augmenté du fluage (déformation lentes du béton sous contraintes permanentes), il est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c_{28}}} \quad [\text{MPa}] \dots\dots\dots \text{A.2.1,22 BEAL91/modifiée99}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{MPa}$$

3. Module de déformation transversal:

Noté « G » et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots \text{A.2.1,3 BEAL91/modifiée99}$$

avec :

ν : Le coefficient de poisson,

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

- $\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (ELU),
- $\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (ELS),
- E : Module de Young.

1.5.2 : Les aciers:

1.5.2.1 : Définition :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, pour cela on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence (H.A).

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1.5.2. 2 : Les aciers utilisés:

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute Ad FeE400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1.3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

1.5.2.3 : Module d'élasticité:

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

$E_s = 200000 \text{ MPa}$ A.2.2,1 BEAL91/modifiée99

1.5.2.4 : Limite élasticité de l'acier:

a- L'état limite ultime (ELU):

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{A.2.1,2 BEAL91/modifiée99}$$

Avec : f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés.

σ_s : la contrainte de l'acier à l'ELU.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \longrightarrow \text{situations courante.} \\ \gamma_s = 1 \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Nuance d'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

✓ Diagramme des contraintes déformation:..... A.2.2,2 BEAL91/modifiée99

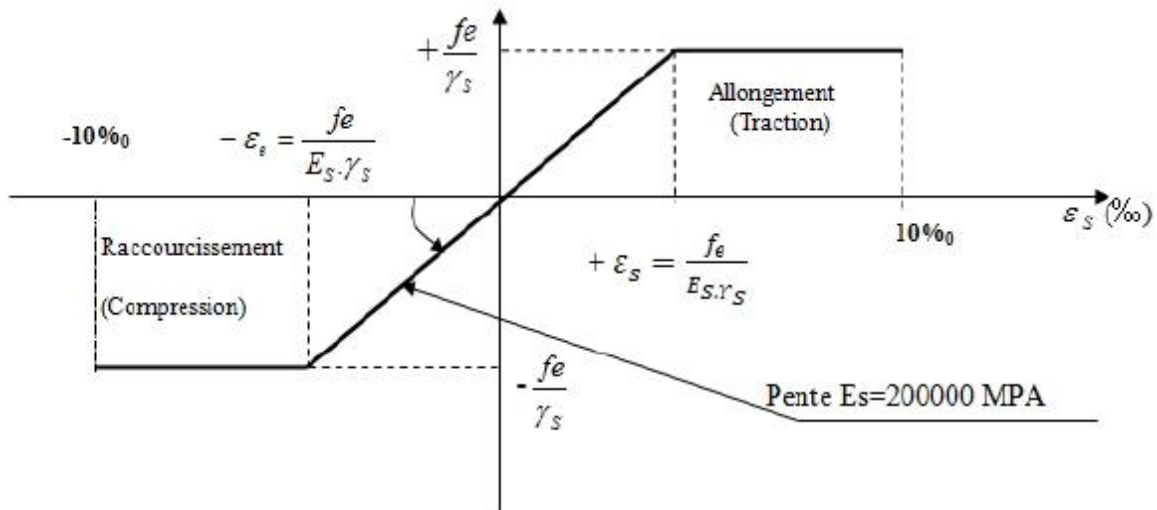


Figure I-7: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

b-Etat limite de service (ELS):

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue 3 cas de fissurations :

1- Fissuration peu préjudiciable :..... A.4.5.32 BEAL91/modifiée99

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer, juste que $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

2- Fissuration préjudiciable :..... A.4.5.33 BEAL91/modifiée99

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) [MPa]$$

η : coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les RL et les TS.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA si } \phi \leq 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

3- Fissuration très préjudiciable:..... A.4.5.34 BEAL91/modifiée99

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.

Il faut vérifier que : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) [MPa]$

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1.5.2.5 : Protection des aciers :A.7.2,4 BEAL91/modifiée99

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

- $c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

I.6 : Hypothèses de calcul:

a- Calcul aux états limites de services:

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

b- Calcul aux états limites ultimes de résistance:

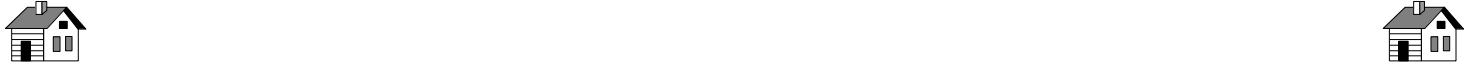
- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

I.7: Conclusion:

A ce niveau on a défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser pour notre étude, on respectant les règles de **BAEL91/modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).



CHAPITRE 2 :



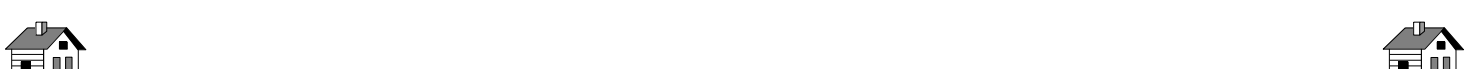
PRÉ-



DIMENSIONNEMENT



DES ÉLÉMENTS.



II.1: Introduction:

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l’ouvrage ainsi que les matériaux nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles et la toiture.

Le pré-dimensionnement des éléments de construction permet d’avoir d’une façon générale leur ordre de grandeur. Les résultats obtenues ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

On se réfère pour le dimensionnement aux règles du **RPA99 version 2003**.

II.2: Pré-dimensionnement des éléments:

II.2.1: Les planchers:

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d’un bâtiment, et doivent être capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

a- Plancher en corps creux:

Il est constitué de corps creux et d’une dalle de compression ferraillée d’un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d’exploitations. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{B.6.8.4,24 BEAL91/modifiée99}$$

Avec :

ht: Hauteur totale du plancher.

Lmax: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Selon le **RPA99version 2003**, les dimensions minimales des poteaux dans zone **IIa** sont de (25 x25) cm.

$$L_{max} = 3,45 - 0,25 = 3,20\text{m} = 320\text{cm}$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{320}{22,5} = 14,22 \rightarrow \text{ht} = 20 \text{ cm.}$$

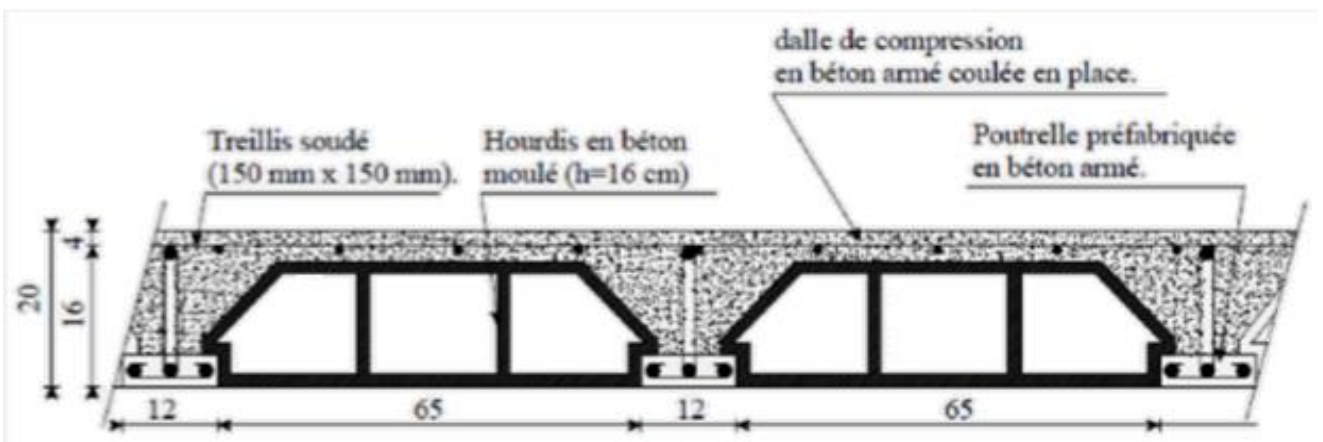


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

Soit 16cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour l’épaisseur de la dalle de compression.

b- Planchers en Dalle pleine:

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

- Condition de résistance à la flexion:

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : **lx**: petit côté du panneau de dalle

ly: grand coté du panneau de dalle.

Si $\alpha \leq 0.4$ —→ la dalle porte sur 1 seul sens.

Si $\alpha \geq 0.4$ —→ la dalle porte sur 2 sens.

- Dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

- Dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{l_x}{40} \leq e \leq \frac{l_x}{35}$$

- Dalles reposant sur 4 appuis :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Dans notre cas on a un panneau reposant sur 2 appuis (balcon):

Donc : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 130\text{cm} \\ l_y = 345\text{cm} \end{array} \right\} \alpha = 0,37 \longrightarrow \text{le panneau porte dans un seul sens}$$

$$3,17 < e < 4,33$$

-Résistance au feu:

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

- Isolation acoustique (phonique):

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse, Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\varphi} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

⇒ On optera pour un plancher en dalle pleine de **e=15cm**.

II.2.2: Les poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. En fonction de leur portance, on distingue les poutres principales qui constituent les appuis pour les poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \end{array} \right)$$

Avec: L_{\max} : longueur maximale de la poutre entre nus de poteaux.

A- Les poutres principales:

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

-La hauteur de la PP:

$$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq ht \leq 37,5 \text{ soit} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{ht=35 \text{ cm.}}$$

-La largeur de la PP :

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ on prend} \quad \mathbf{b=30 \text{ cm.}}$$

B- les poutres secondaires:

$$L_{\max} = 345 - 25 = 320 \text{ cm.}$$

-La hauteur de la PS:

$$\frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10} \quad 21,33 \leq ht \leq 32,0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{ht=30 \text{ cm}}$$

-La largeur de la PS:

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ on prend} \quad \mathbf{b=30 \text{ cm.}}$$

C- La poutre de chaînage:

$$L_{\max} = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m.}$$

-La hauteur de la PCh:

$$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq ht \leq 37,5 \text{ soit} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{ht=30 \text{ cm.}}$$

- La largeur de la PCh:

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ on prend} \quad \mathbf{b=20 \text{ cm.}}$$

D- La poutre palière:

$$L_{\max} = 3,40 - 0,25 = 3,15 \text{ m.}$$

-La hauteur de la PPa:

$$\frac{315}{15} \leq ht \leq \frac{315}{10} \quad \Rightarrow \quad 21 \leq ht \leq 31,5 \text{ soit} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{ht=35 \text{ cm.}}$$

-La largeur de la PPa:

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{b=35 \text{ cm.}}$$

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1:

conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chaînage	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30$	35	30	30	35	Vérifier
$b \geq 20$	30	30	20	35	Vérifier
$h/b \leq 4$	1,4	1,2	1,4	1	Vérifier
$b_{max} \leq 1,5h + b$	83,5	75	65	87.5	vérifier

Tableau II.1.Vérification des conditions exigées par le RPA

Les sections adoptées pour les poutres sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } (35 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre de chaînage : } (30 \times 20) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre palière : } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

II.2.3: Les voiles:.....7.7.1 RPA99/version2003

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticale et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le RPA99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

-L'épaisseur du voile:

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimal est de **15cm**

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par $a = h_e/20$.

Avec: **$h_e = h - e_p$**

h: hauteur d'étage.

e_p: l'épaisseur de la dalle ou du plancher.

Nous aurons donc:

➤ **Pour le sous-sol:**

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

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = \mathbf{19,4 \text{ cm}}$$

➤ **Pour l'étage courant:**

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

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = \mathbf{14,3 \text{ cm}}$$

On prend: **a=20cm** pour tous les voiles.

-Longueur des voiles:

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, soit : $L_{min} = 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

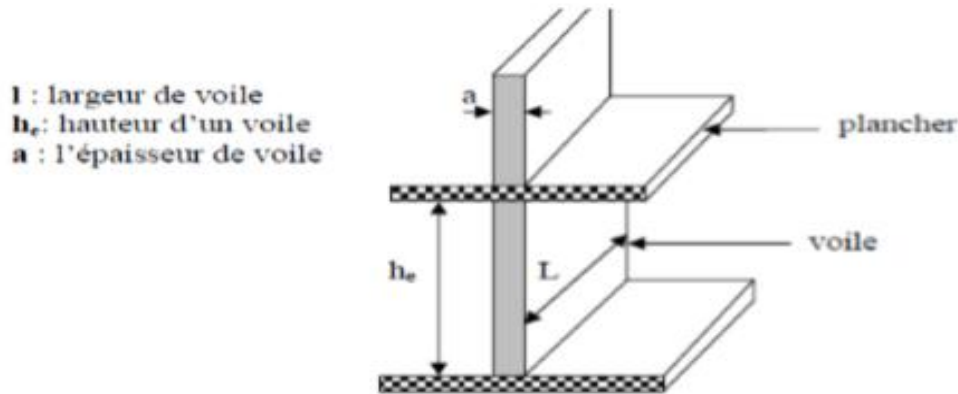


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

II.2.4: Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, leurs rôles est de reprendre et de transmettre les charges.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivants pour les poteaux rectangulaire de la zone IIa.

- $\text{Min} (b1 ; h1) \geq 25 \text{ cm}$.
- $\text{Min} (b1 ; h1) \geq h_e/20\text{cm}$
- $1/4 < b1/h1 < 4$

Le calcul s'effectuera pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence, on supposant que le béton reprend la totalité des charges, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

- σ_{bc} : contrainte admissible de béton à la compression simple.
- $\sigma_{bc} = 0.6f_c28 = 15 \text{ MPa}$
- N_s : effort de compression $N_s = G + Q$
- S : section transversal du poteau.

II.3: Détermination des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q ,nous allons nous référer au document technique réglementaire DTR

II.3.1: Les Charges Permanentes (G) Pour :

1- Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

a- Plancher terrasse :

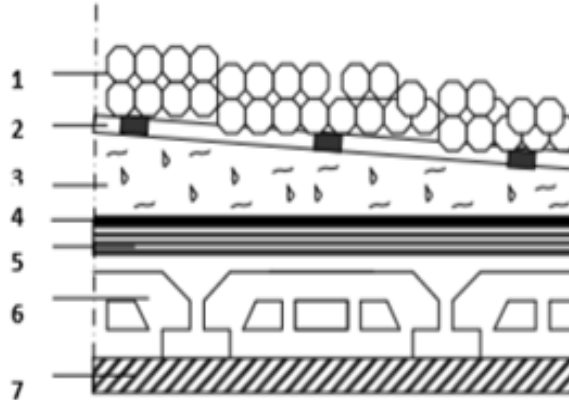


Figure II-3 : coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0,05	20	1,00
2	Étanchéité multi couche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale G_t				5,83

Tableau II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse accessible.

b- plancher étage courant :

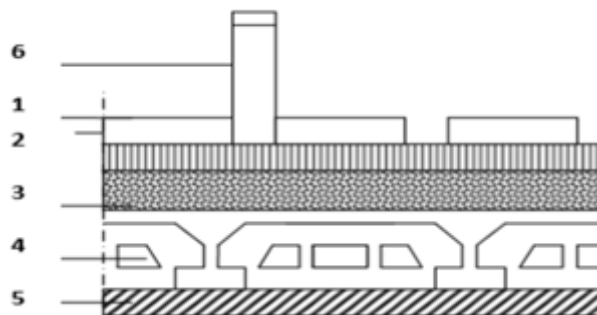


Figure II-4 : coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	22	0,66
4	Planché en corps creux	0,20	14	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	09	0,90
Charge permanente totale G_e				5,56

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.

2- Maçonnerie :

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

a-Murs extérieurs :

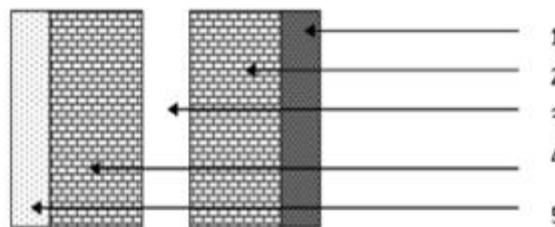


Figure II-5 : coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuses	0,10	09	0,90
3	Lame d'air	0,10	00	0,00
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Chargement permanente totale G_e				1,46

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs.

b-Murs intérieurs :

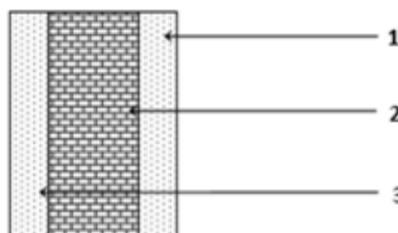


Figure II-6 : coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuses	0,10	09	0,90
3	Enduit de plâtre	0,10	10	0,20
Chargement permanente totale G_{mint}				1,30

Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.

c- La charge de l’acrotère:

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

Avec poid propre ::

ρ :Masse volumique du béton.

S: Section longitudinale de l’acrotère.

$G=[(0.3 \times 0.1)+(0.2 \times 0.2)+(0.26 \times 0.1)+(0.26 \times 0.05)] \times 25 \times 1m$

$G= 2,725KN/MI$

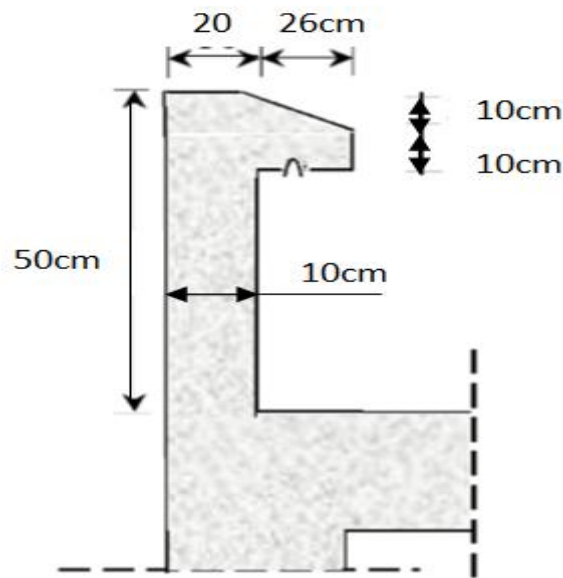


Figure II-7: coupe vertical de l’acrotère.

II.3.2: Les surcharges d’exploitation:

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

Eléments	Surcharge Q (KN/M ²)
Planché terrasse accessible	1,50
Plancher étage courant a usage d’habitation	1,50
Plancher S/Sol a usage commercial	4 ,00
Acrotère	1,00
Escalier	2,50
balcon	3,50

Tableau. II.6 : Surcharges d’exploitations des différents éléments secondaires

II.4: Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d’application jusqu’aux fondations. D’une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d’influence.

-1- Surface d’influence: Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (3) et(B) comme le montre la figure suivante :

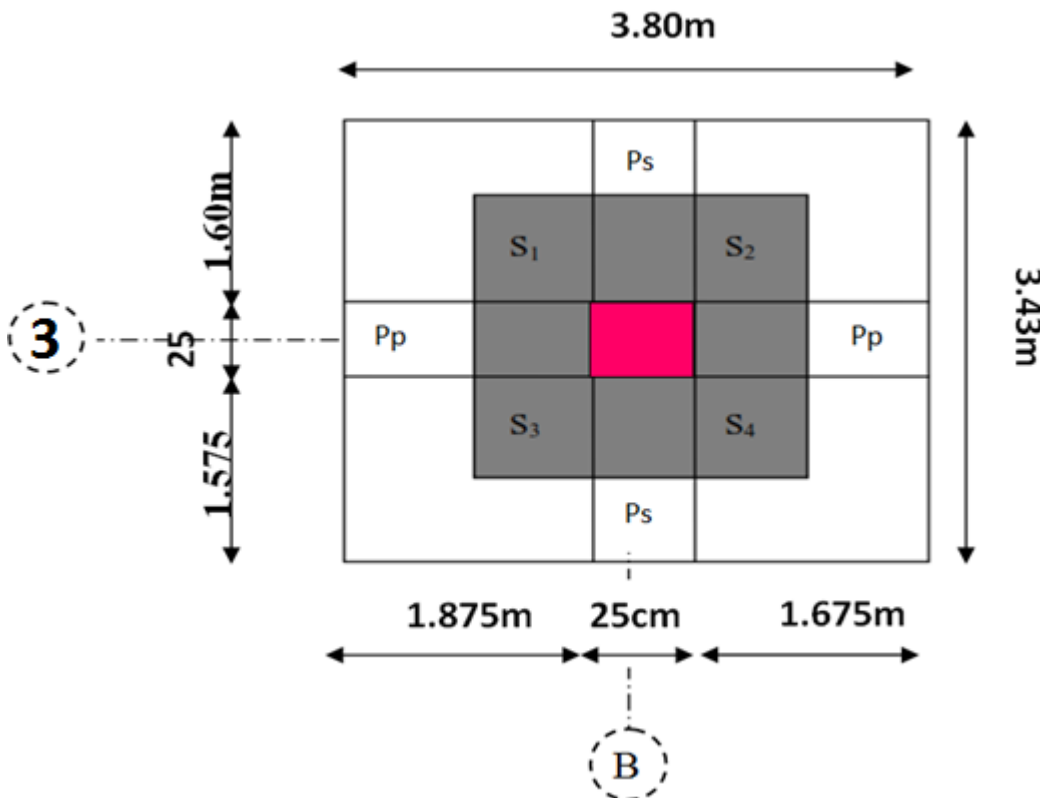


Figure II-8 : surface d’influence.

✓ **Surface nette:**

$$\begin{aligned} S_n &= (1,875 \times 1,60) + (1,675 \times 1,60) + (1,575 \times 1,875) + (1,675 \times 1,575) \\ &= 3 + 2,68 + 2,953 + 2,638 \\ &= \mathbf{11,271 m^2} \end{aligned}$$

✓ **La surface brute est:**

$$S = 3,80 \times 3,425 = \mathbf{13,015 m^2}$$

-2- Poids propre des éléments :• **Poids du plancher :**

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 11,271 = \mathbf{65,71 KN}$$

- Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 11,271 = \mathbf{62,66 KN}$$

• **Poids des poutres :**

- Poutres principales :

$$P_p = 0,35 \times 0,30 \times (1,875 + 1,675) \times 25 = \mathbf{9,32 KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0,30 \times 0,30 \times (1,60 + 1,575) \times 25 = \mathbf{7,14 KN}$$

D'où le poids total : $P_{tot} = \mathbf{16,464 KN}$ • **Poids des poteaux :**

- Poteaux du RDC et étages courant :

$$P_{rdc} = P_{cou} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 KN$$

- Poteaux du entre sol :

$$P_{e/sol} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375 KN$$

-3- Surcharge d'exploitations:- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,5 \times 11,271 = 16,90 KN$

- Plancher RDC et étage courant:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 11,271 = 16,90 KN$$

II.5: La loi de dégression des charges:

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5. Elle est donnée par la formule suivante :*

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

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle, dans la quelle les charges d'exploitions de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous:

- Pour le toit ou la terrasse Q_0
- Pour le dernier étage..... Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0,95Q$
- Pour l'autre immédiatement inférieur..... $0,90Q$
- Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à $0,5Q$,

La valeur conservée pour les étages inférieurs suivant : D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage :

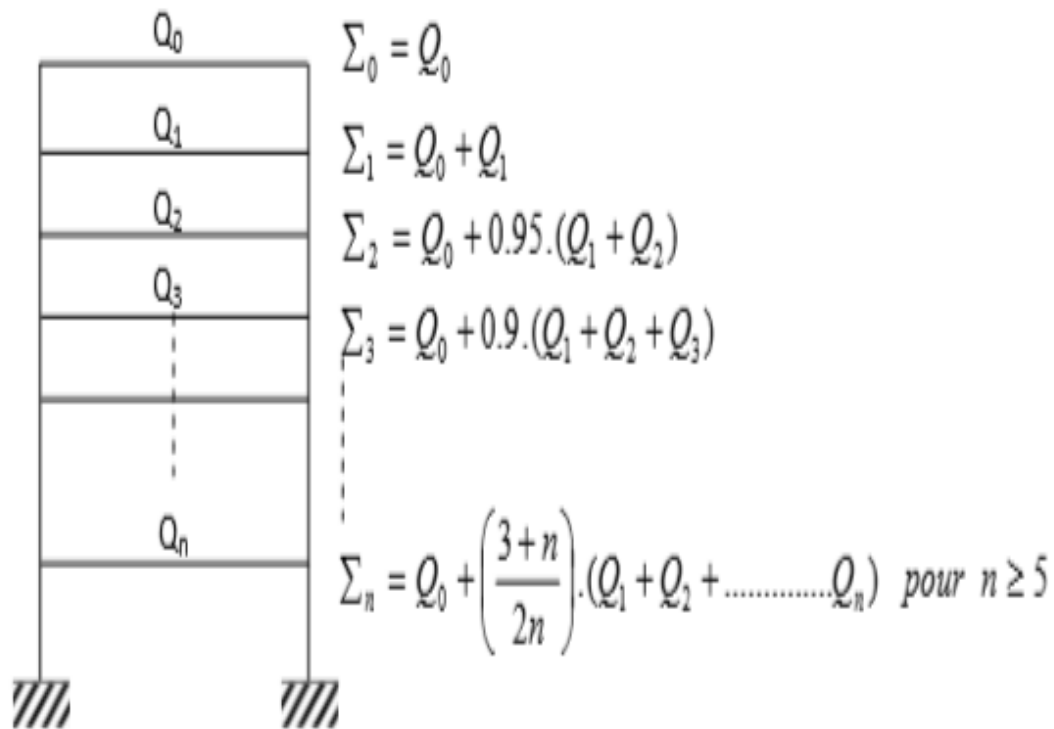


Figure II.9 : Schéma de surcharges cumulées dans un bâtiment.

1- Coefficients de dégression des surcharges:

NIVEAUX	1	2	3	4	5	6	7
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

2- Les surcharges cumulées Qn :

Niveaux	Opération	Résultat KN
8 ^{ème} étage	Q ₀	16,90
7 ^{ème} étage	Q ₁ = Q ₀ + Q ₁ = 2x16 ,90	33,80
6 ^{ème} étage	Q ₂ =Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)= 16,90 + 0,95(2x16,90)	49,01
5 ^{ème} étage	Q ₃ = Q ₀ + 0,90(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃)= 16,90 + 0,90(3x16,90)	60,53
4 ^{ème} étage	Q ₄ = Q ₀ + 0,85(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)= 16,90 + 0,85(4x16,90)	74,36
3 ^{ème} étage	Q ₅ = Q ₀ + 0,80(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + ...+Q ₅)= 16,90 + 0,80(5x16,90)	84,50
2 ^{ème} étage	Q ₆ = Q ₀ + 0,75(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +...+Q ₆)= 16,90 + 0,75(6x16,90)	92,95
1 ^{er} étage	Q ₇ = Q ₀ + 0,70(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + ...+Q ₇)= 16,90 + 0,71(7x16,90)	100,893
RDC	Q ₈ = Q ₀ + 0,69(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + ...+Q ₈)= 16,90 + 0,69(8x16,90)	110,118
ente/Sol	Q ₉ = Q ₀ + 0,62(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + ...+Q ₉)= 16,90 + 0,62(9x16,90)	111,202

Tableau II.7: surcharges cumulées

II.6 : Vérification de la résistance des poteaux 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.

- Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux : $\lambda \leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i: rayon de giration ($i = S I$) ;

L₀: hauteur libre du poteau ;

S: section transversale du poteau (b x h) ;

I: moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = hb^3/12$; $I_{xx} = bh^3/12$) ;

D’où : $I_{xx} = I_{yy}$ puisque $b=h$ (forme carré pour les poteaux) .

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

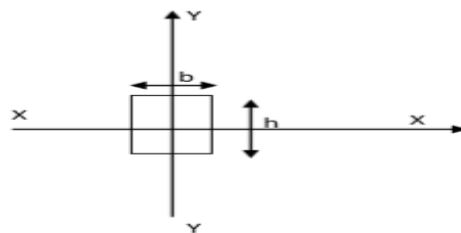


Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau:

Niveau	Charges permanente (KN)					Charges D'exploitation (KN)		Effort Normaux N _s (KN)	Section (cm ²)	
	Poids des planché (KN)	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _t	G Cumulée	Q	Q Cumulée	N _s =G _c +Q _c	$S \geq \frac{NS}{\sigma_{ST}}$	Section adoptée (bxh)
8	65,71	0,00	16,464	82,174	82,174	16,60	16,90	99.074	66.049	35x35
7	62,66	4.781	16,464	83,905	166,079	16,90	33,80	199.879	133.252	35x35
6	62,66	4.781	16,464	83,905	249,984	16,90	49,01	298.994	199.329	35x35
5	62,66	4.781	16,464	83,905	333,889	16,90	60,53	394.419	262.946	35x35
4	62,66	4.781	16,464	83,905	417,794	16,90	74,36	492.154	328.102	40x40
3	62,66	4.781	16,464	83,905	501,699	16,90	84,50	586.199	390.799	40x40
2	62,66	4.781	16,464	83,905	585,604	16,90	92,95	678.554	452.369	40x40
1	62,66	4.781	16,464	83,905	669,509	16,90	100,893	770.402	513.601	45x45
RDC	62,66	4,781	16,464	83,905	753,414	16,90	110,118	863.532	575.688	45x45
Entre /SOL	62,66	6,375	16,464	85,499	838,913	16.90	111,202	950.115	633.410	45x45

Poteaux (30 x30) : L0 = 3,06 m	→	$\lambda = 24.74 \leq 50$
Poteaux (35 x35) : L0 = 3,06 m.	→	$\lambda = 21.20 \leq 50$
Poteaux (40 x40) : L0 = 3.06 m.	→	$\lambda = 18.55 \leq 50$
Poteaux (45 x45) : L0 = 3.06 m.	→	$\lambda = 16.49 \leq 50$
Poteaux (45x45) : L0 = 4.08m.	→	$\lambda = 21.98 \leq 50$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

-Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Sections (cm ²)
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} (étages)	35x35
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} (étages)	40x40
Entre/SOL ,RDC, 1 ^{er} étage	45x45

- Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
<u>35x35</u>	Min (b ;h) ≥ 25cm	Min (b ;h) =35 > 25cm	Condition vérifié
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 35 > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$	Condition vérifié
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifié
<u>40x40</u>	Min (b ;h) ≥ 25cm	Min (b ;h) =40 > 25cm	Condition vérifié
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$	Condition vérifié
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$	Condition vérifié
<u>45x45</u>	Min (b ;h) ≥ 25cm	Min (b ;h) = 45 >25cm	Condition vérifié
	$\text{Min}(b,h) \geq \frac{h}{20}$	$\text{Min}(b,h) = 45 \geq \frac{408}{20} = 20,4\text{cm}$	Condition vérifié
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	Condition vérifié

Tableau II.8 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :



CHAPITRE 3 :

CALCUL DES

ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

III: Introduction:

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

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

III.1: CALCULE DE L'ACROTÈRE:**III.1.1 : Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m]de largeur.

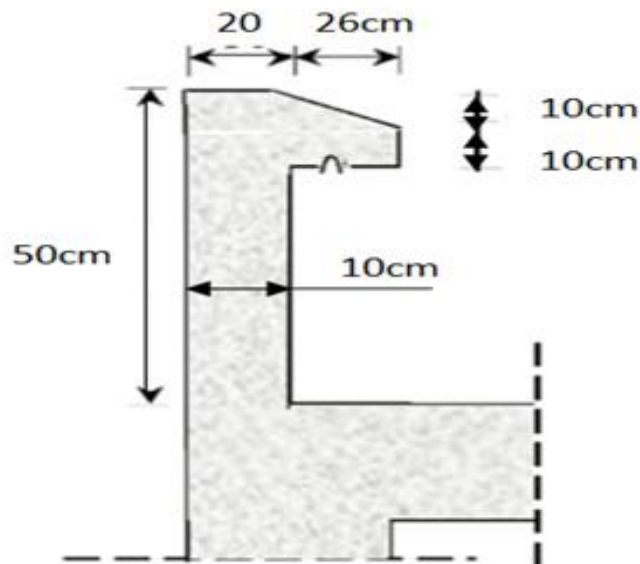
III.1.2 : Dimensionnement de l'acrotère:

Figure III.1.1: coupe verticale de l'acrotère

III.1.3: Détermination des sollicitations:

-Poid propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :

ρ :Masse volumique du béton.

S: Section longitudinale de l'acrotère.

$$G=[(0.3 \times 0.1)+(0.2 \times 0.2)+(0.26 \times 0.1)+(0.26 \times 0.05)] \times 25 \times 1m$$

$$G= 2,725KN/ml.$$

-Surcharge d'exploitation: $Q=1,00 KN /ml.$

-Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1ml = 2,725 KN.$

-Effort tranchant du a la surcharge Q : $T= Q \times 1ml = 1,00 KN.$

-Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M=T \times H = Q \times 1ml \times H = 0,50 KN.m$

III.1.4: Combinaison des charges:

- A l'ELU:

$$N_u=1,35 \times G=1,35 \times 2,725 = 3,679 KN.$$

$$M_u=1,5 \times Q =1,5 \times 0,5 = 0,75 KN.m.$$

- A l'ELS:

$$N_s=2,725 KN.$$

$$M_s=0,50 KN.m.$$

➤ **Schéma statique:**

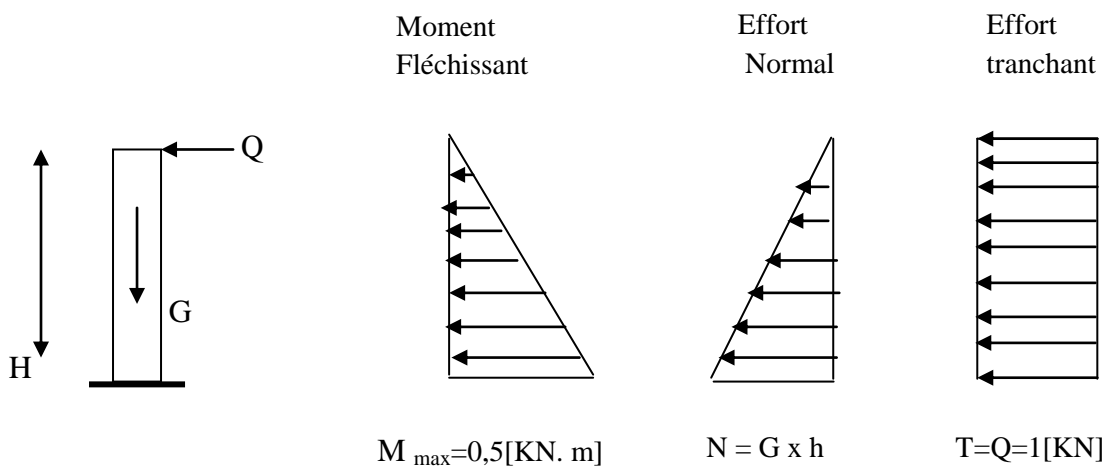


Figure III.1.2 : Schéma statique.

III.1.5: Ferrailage de l'acrotère:

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire (bxh) cm² soumise à la flexion composée de hauteur h=10cm et de largeur b=100cm à l'ELU sous (Nu) et (Mu), puis on passe à la vérification de la section à l'ELS sous (Ns) et (Ms).

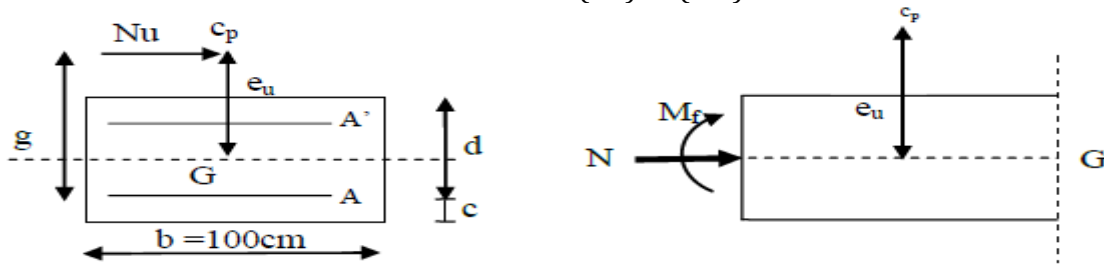


Figure III.1.3: Schéma statique de calcul du ferrailage.

Avec les paramètres suivants:

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

c_p : Centre de pression.

e_u : Excentricité.

d: hauteur utile: $d=h-c = 10-2= 8\text{cm}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

A-Calcul des armatures à L'ELU:

➤ Position du centre de pression:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75 \times 10^2}{3,679} = 20,38\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \implies \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée}$$

par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a- Calcul en flexion simple:

➤ Moment fictif:

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 3,679 \times (0,20 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 0,846\text{KN.m}$$

➤ Moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,846 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0093$$

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

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \text{ La section est simplement armée donc } A_s = 0$$

$$\mu_u = 0,0093 \implies \beta = 0,9955$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_{scf} = 0$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,846 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,31 \text{ cm}^2$$

b- Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures:

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{3,679 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,24 \text{ cm}^2$$

III.1.6: Vérification à l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{20 - 0,455 \cdot 8}{20 - 0,185 \cdot 8} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{2,725} = 0,18 \approx 0,20 \text{ m}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion:**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_{st} = A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 3HA8=1.5cm² répartie sur 50cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{50}{3} = 16,7 \text{ cm}$$

2- Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifiée99 art 5.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow$$

Condition est vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3- Vérification de l'adhérence des barres:

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

ΣU_i : Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\Sigma U_i = n\pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0,8$$

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{c'est le nombre de barres.} \\ \varnothing : \text{c'est le diamètre des barres.} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \Sigma U_i = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-Ancrage des barres vertical :..... A.6.1.21 BEAL91/modifiée99

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «ls» donné par la loi :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

ainsi: $\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,2 \text{ mm} = 28,22 \text{ cm.}$$

d'après le **BEAL91/modifiée99 (Art 6.1.221)** la longueur du scellement pour les HA400
 $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$

Donc on opte pour $l_s = 35 \text{ cm.}$

III.1.7 : Vérification à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans les aciers} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \text{La contrainte dans le béton} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

1- Contraintes dans les acier :

$\bar{\sigma}_{st}$: dépend du type de fissuration

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On prend : $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA ≥ 6 mm)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.67; 201.63\} = 201.63 \text{ cm}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de β_1 , on utilise l'interpolation linéaire entre les valeurs : $\beta_1 = 0.920$

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 33.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Contraintes dans le béton :

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

Nous avons déjà trouvé :

$\rho = 0.251$; par interpolation linéaire entre les valeurs $\rho_1 = 0.245$ et $\rho_2 = 0.253$ dans le tableau, on trouve la valeur de $K_1 = 47.5$

Et $\sigma_{st} = 33.8 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{33.8}{47.5} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

III.1.8: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 /version 2003 :Art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul «Fp» agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4. A C_p W_P.$$

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99 version 2003 (voir tableau 4.1) dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 3 supérieur à 7 niveau) **A=0.10**

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (valeurs tiré du **RPA99 version 2003 tableau 6.1**),

Dans notre cas on prend : **C_p = 0.8**

W_p: Poids de l'acrotère=2.725 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 2.725 = 0.872 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

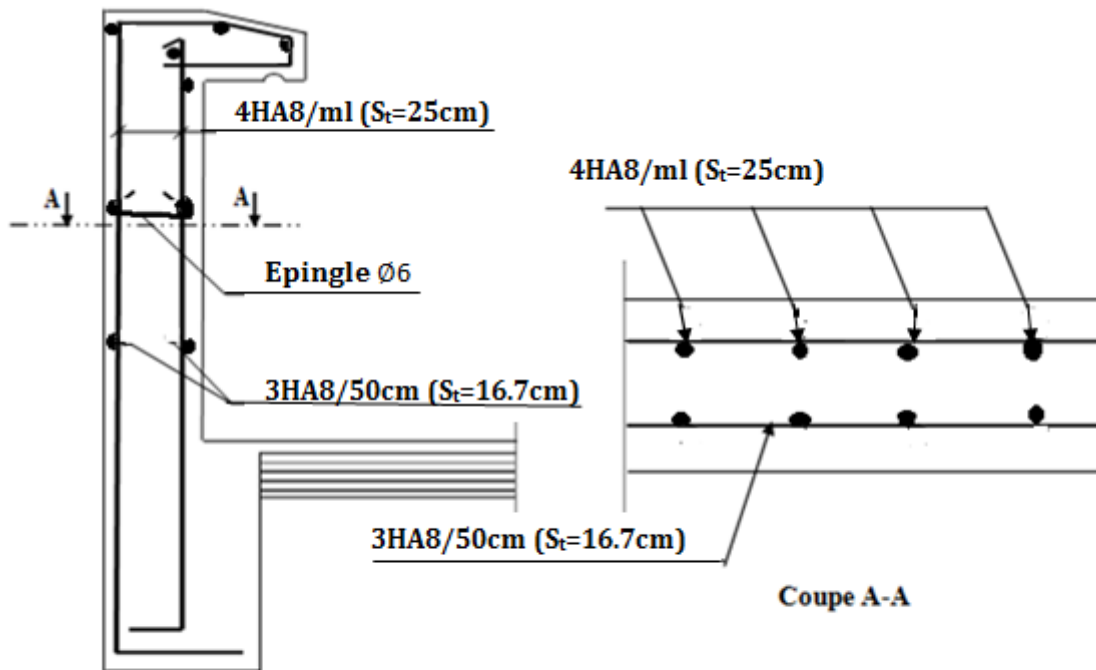


Figure III.1.4 : ferrailage de l'acrotère

III.2: CALCUL DES ESCALIERS:

III.2.1: Introduction et définition:

Dans une construction, la circulation verticale à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier, il s'agit d'un escalier droit composé de deux volées. Ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

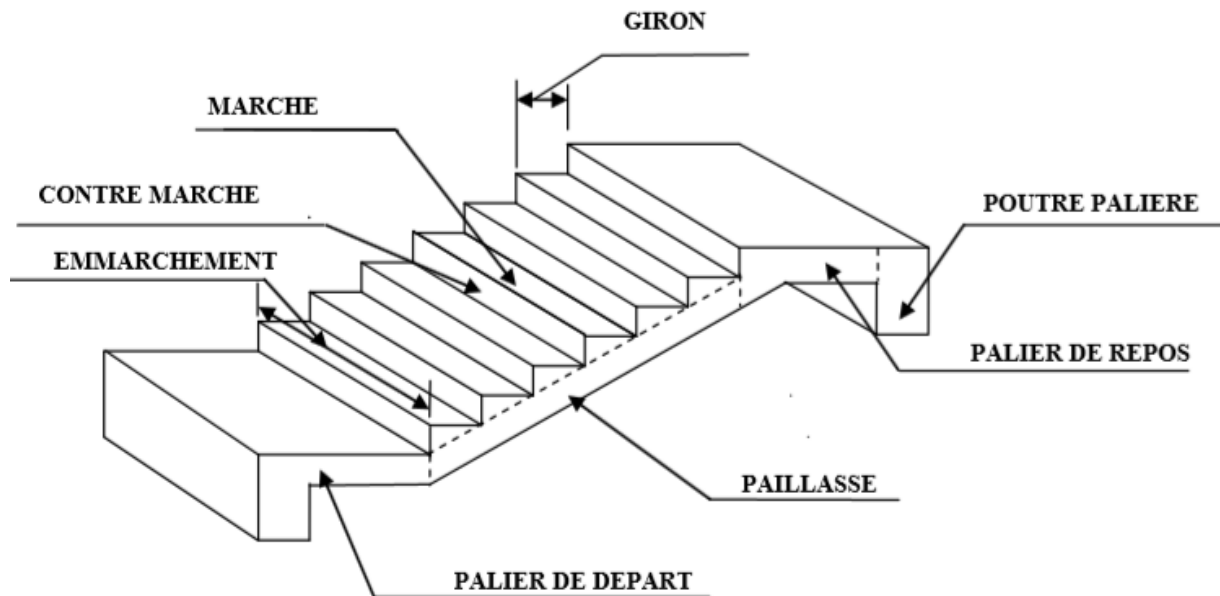


Figure III.2.1: Schéma de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur la quelle se pose le pied.
- **La contre marche(h)** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h (la différence de niveau entre deux marches successives). Elle varie généralement entre 14 et 20cm, dans notre cas on prend **$h = 17 \text{ cm}$** .
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm
- **La volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **La paillasse d'épaisseur ep** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marche
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)**: représente la largeur de la marche.

III.2.2: pré-dimensionnement des escaliers:

Dans notre plan nous avons deux cas d'escaliers du même type, on fait les calculs pour chacun des cas et on adoptera un type de ferrailage à la fin pour chacun des deux.

A : Escalier d'entrée au RDC:

Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après:

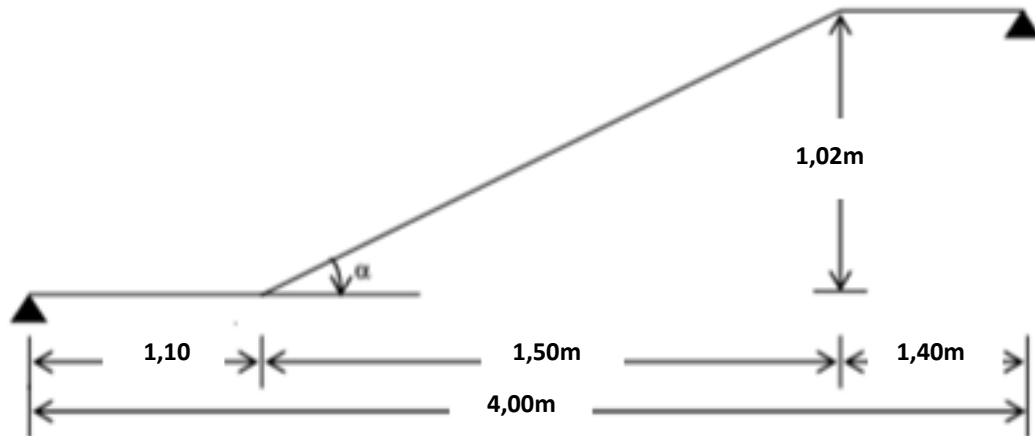


Figure III.2.2 : Schéma statique de la volée du RDC

On prend en compte des dimensions des plans d'architectures, on calcule :

- **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

- **Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 5 \text{ Marches}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL:**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \implies 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Tenant compte du plan} \implies g = \frac{L_{p1}}{m} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}$$

Avec L_{p1} : longueur de la palliase du RDC

On garde la valeur **$g=30\text{cm}$**

- **L'embranchement est égal à : 1.45m**

❖ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \text{ (Loi de déformabilité)}$$

➤ **Calcul de $l_0 = l_1 + l_2 + l_3$:**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\text{D'ou : } l_2 = \frac{H}{\text{Sin} \alpha} = \frac{102}{0,493} = 206\text{cm}$$

$$l_0 = 206 + 1,10 + 1,40 = 456\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \quad \Longrightarrow \quad 15,2\text{cm} \leq e \leq 22,8\text{cm}$$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs : **ep = 18cm.**

B: Escalier du RDC vers les étages supérieurs :

Il est constitué de deux volées :

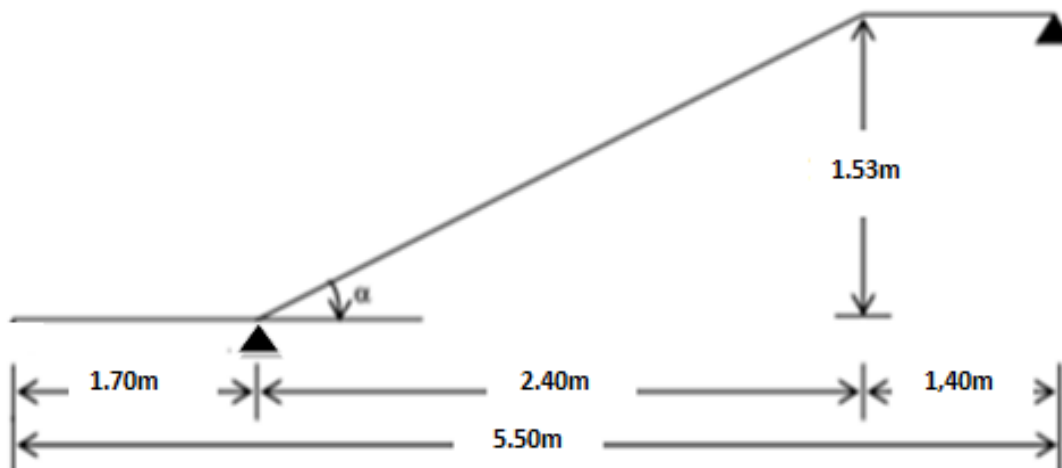


Figure.III.2.3. Schéma statique d'une volée

- **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- **Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 8 \text{ Marches}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Tenant compte du plan} \quad \Longrightarrow \quad g = \frac{L_{p2}}{m} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Avec L_{p2} : Longueur de la paillasse vers les étages courants.

on garde la valeur **g=30cm**

- **L'embranchement est égal à : 1.45m**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \text{ (Loi de déformabilité).}$$

➤ **Calcul de $l_0 = l_1 + l_2$:**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\text{D'ou : } l_2 = \frac{H}{\text{Sin} \alpha} = \frac{153}{0,493} = 310\text{cm}$$

$$l_0 = 310 + 1,40 = 450\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \implies 15 \text{ cm} \leq e \leq 22,5\text{cm}$$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs : **ep = 18cm**

III.2.3 : Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

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

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

- Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = h \times \rho_{\text{mur ext}} \times 1\text{m}$$

$$P = (3,06 - 0,18) \times 1,46 \times 1\text{m} = \mathbf{4,20\text{KN}}$$

• **Le palier:**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.18 x 1.00	4.50
sable	18 x 0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x 0.03 x 1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x 1.00	0.20
		G_{palier} = 6.24
		QP_{palier} = 2.50

Tableau III.2.1 : Charges et surcharges revenant au palier

• **La paillasse:**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha$ $= 25 \times 0.18 / \cos 29,53$	5.17
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.18 / 2$	2.25
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.6
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1.00$	0.54
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps (métallique)	/	0.6
		G paillasse=9.76
		Q paillasse=2.50

Tableau III.2.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse.

	ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1m [KN/ml]$	ELS : $q_s = (G+Q) \times 1m [KN/ml]$
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.17$	$q_s^{palier} = (6.24 + 2.5) \times 1m = 8.74$
Paillasse	$q_u^{paillasse} = (1.35 \times 9.76 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.93$	$q_s^{paillasse} = (9.76 + 2.5) \times 1m = 12.26$
Poids du mur	$q_u^{mur} = (1.35 \times 4.20) \times 1m = 5,76$	$q_s^{mur} = 4.20 \times 1m = 4.20$

Tableau III.2.3 : Combinaisons de charges.

✓ **Remarque :**

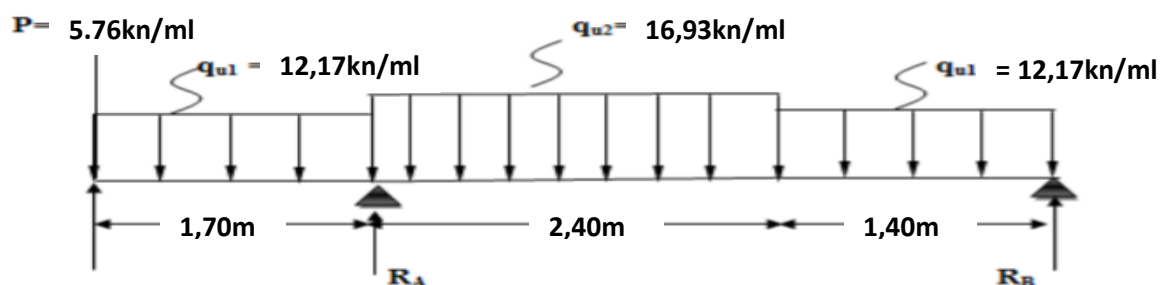
Les charges de la paillasse et de la volée sont les même pour les deux cas d'escaliers, puisque leurs épaisseurs ainsi la dimension de leurs marches sont identique.

III.2.4: Etude des escaliers:

A-Escalier du RDC vers les étages supérieurs:

A.1: Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:

1- Calcul des réactions d'appuis:



III.2.4: Schéma statique du chargement

$$\sum F/Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 5.76 - (12,17 \times 1,70) - (16,93 \times 2,40) - (12,17 \times 1,40) = 0$$

$$R_A + R_B = 84,12 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow (5.76 \times 5.5) + (12,17 \times 1,70 \times 4.65) + (16,93 \times 2,40 + 2.6) + [12,17 \times 1,40 \times 0.7] = 3,8R_A$$

$$3,8R_A = 245.45 \longrightarrow \begin{cases} R_B = 19.53 \text{ kN} \\ R_A = 64.59 \text{ kN} \end{cases}$$

2- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

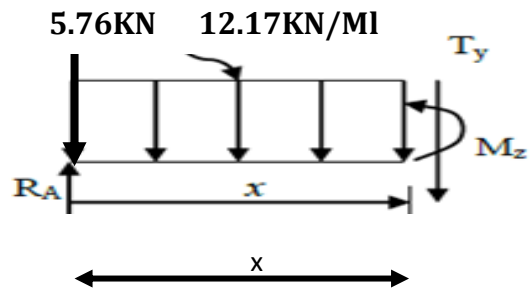
✓ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$:

- $T_y = -12.17x - 5.76$

$$\begin{cases} T_y = -5.76 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \text{ m.} \\ T_y = -26.45 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.70 \text{ m.} \end{cases}$$

- $M_z = -\frac{12.17}{2}x^2 - 5.76x$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \text{ m.} \\ M_z = -27.38 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.70 \text{ m.} \end{cases}$$



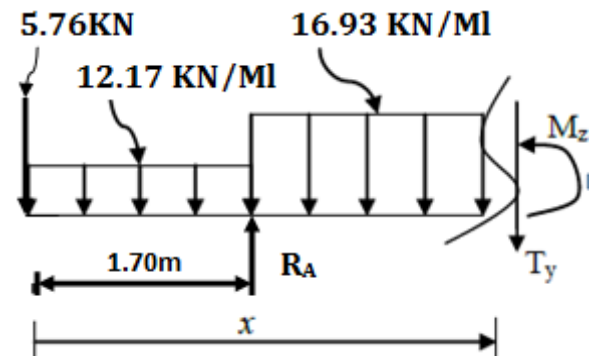
✓ 2^{ème} tronçon : $1.7 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$:

- $T_y = -5.76 - (12.17 \times 1.70) - [(16.93(x - 1.70))] + R_A$

$$\begin{cases} T_y = 38.14 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \\ T_y = -2.49 \text{ kN} & \text{pour } x = 4.1 \text{ m} \end{cases}$$

- $M_z = -5.76x - [(12.17 \times 1.70)(0.85 + (x - 1.70))] - [8.465(x - 1.70)^2] + R_A(x - 1.70)$

$$\begin{cases} M_z = -27.38 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.70 \text{ m} \\ M_z = 15.40 \text{ kN} & \text{pour } x = 4.1 \text{ m} \end{cases}$$



Moment max : $T_y = 0 \implies -5.76 - (12.17 \times 1.70) - [(16.93(x - 1.70))] + R_A = 0 \longrightarrow x = 3.95$
 $M^{\text{max}} = 15.59 \text{ kN.m}$

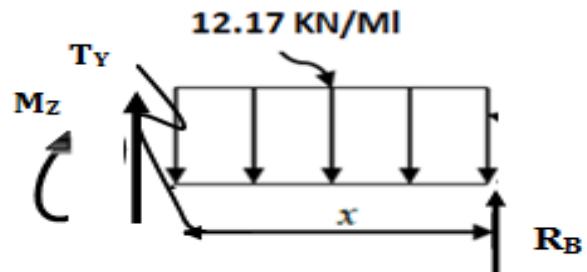
✓ 3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$:

- $T_y = 12.17x - 19.53$

$$\begin{cases} T_y = -19.53 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -2.50 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.40 \text{ m} \end{cases}$$

- $M_z = -\frac{12.17}{2}x^2 + 19.53x$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 15.42 \text{ kN} & \text{pour } x = 1.40 \text{ m} \end{cases}$$



3- Les diagrammes des efforts internes (ELU):

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée :

- ✓ Aux appuis : $M_B = -0.3 M_{max} = -4.68 \text{KN.m}$; $M_A = -27.38 \text{KN.m}$.
- ✓ En travée : $M_t = 0.85 M_{max} = 12.47 \text{KN.m}$

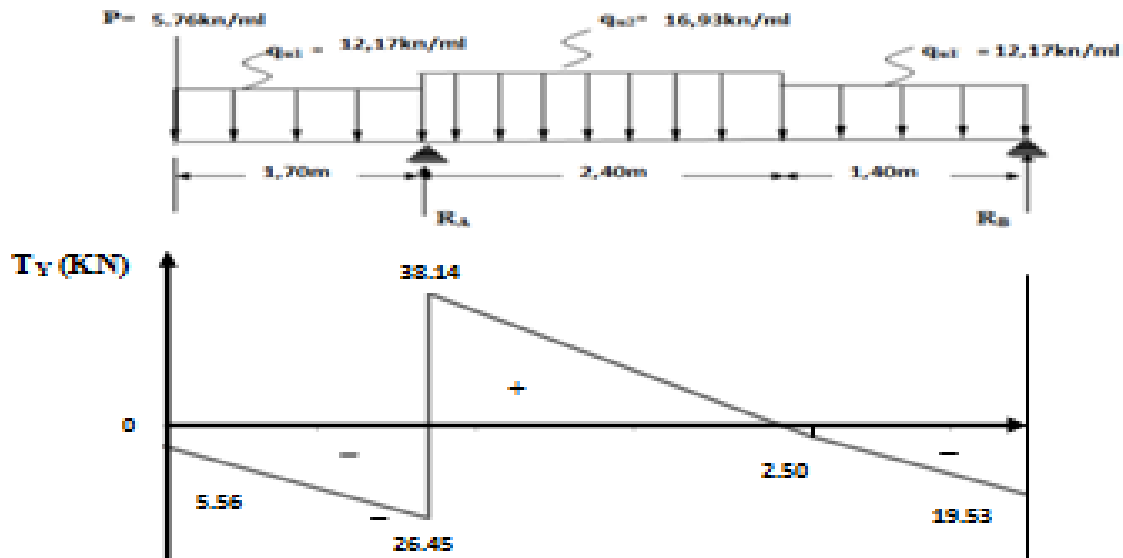


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

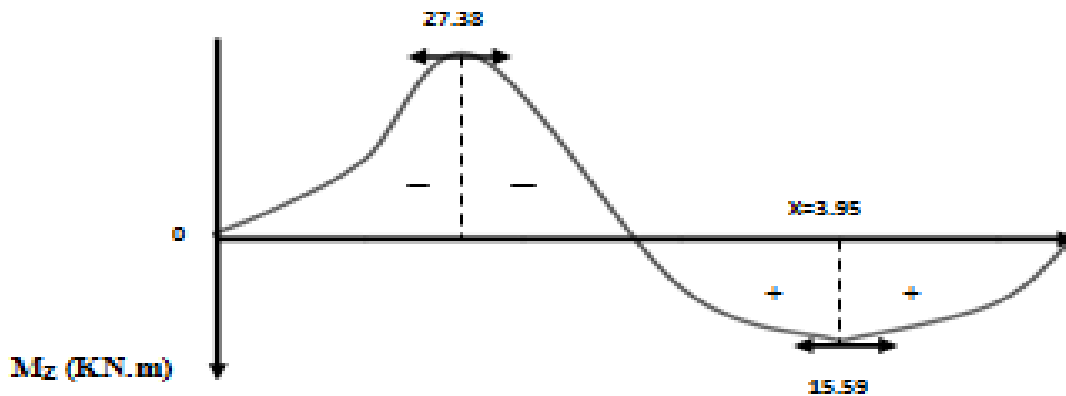


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELU.

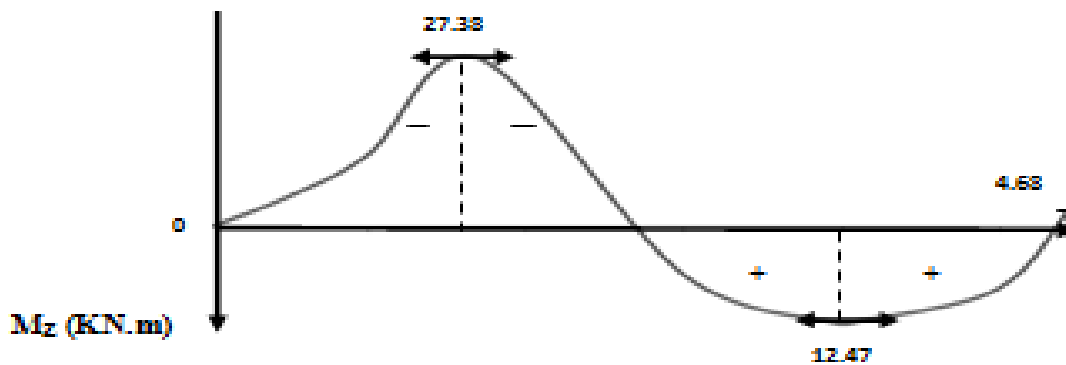


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELU.

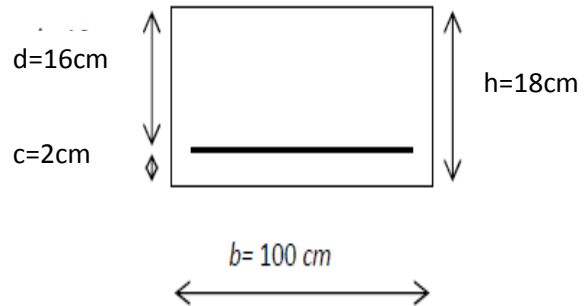
A.2 : Ferrailage des escaliers du RDC vers les étages supérieurs:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

1- Aux appuis:

$$M_u^a = -27.38 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ cm,} \\ c = 2 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right. ,$$



a-Armatures principales:

III.2.5: Schéma statique de ferrailage .

$$\mu_b = \frac{M^a_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.38 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,075 \leq 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta \approx 0,960$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.38 \times 10^3}{0,960 \times 16 \times 348} = 5.12 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5.65 cm² ; avec un espacement **S_t = 20cm**

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2,01 cm² ; avec un espacement **S_t = 25cm**

2- En travée:

$$M_u^t = 12.47 \text{ KN m}$$

a -Armatures principales:

$$\mu_b = \frac{M^a_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.47 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,034 \leq 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.47 \times 10^3}{0,983 \times 16 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 10** = 3.14 cm² ; avec un espacement **S_t = 25cm**

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.79\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml** = 2,01 cm² ; avec un espacement **S_t = 25 cm**.

A.3 : Vérification à l'ELU:

A-Espacement des armatures:

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales → $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t=25\text{cm} < 33\text{cm}$ ⇒ **condition vérifier**

Armatures de répartition → $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t=25\text{ cm} < 45\text{cm}$ ⇒ **condition vérifier**

B- Condition de non fragilité :..... A.4.2 BEAL91/modifiée99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1.93\text{cm}^2$$

- ❖ Aux appuis : $A_{ad} = 4\text{HA}12 = 4.52\text{ cm}^2 > 1.93\text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**
- ❖ En travée : $A_{ad} = 4\text{HA}12 = 4.52\text{ cm}^2 > 1.93\text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

C-Vérification au cisaillement :A.5.1.1 BEAL91/modifiée99:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{mpa} \right\} = 3.33\text{Mpa}$

Calcul de τ_u^{max} :

$V_{max} = 38.14\text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{38.14 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.24\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ⇒ **condition vérifiée**

D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}; \quad (\Psi_S = 1.5 \text{ pour les aciers HA})$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n\pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.2$$

n : c'est le nombre de barres.
 \varnothing : c'est le diamètre des barres.

$$\sum U_i = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.14 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150.7} = 1.56 \text{ mm}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entraînement des barres \implies **condition vérifiée**

E- Longueur du scellement droit :.....A.6.1.22 BEAL91/modifiée99 :

Elle 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.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2,835} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

F- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

✓ Influence sur le béton:

$$T_u^{\max} = 38.14 \text{ KN} < V_u$$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 16$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 1}{1,5} = 960 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les aciers:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

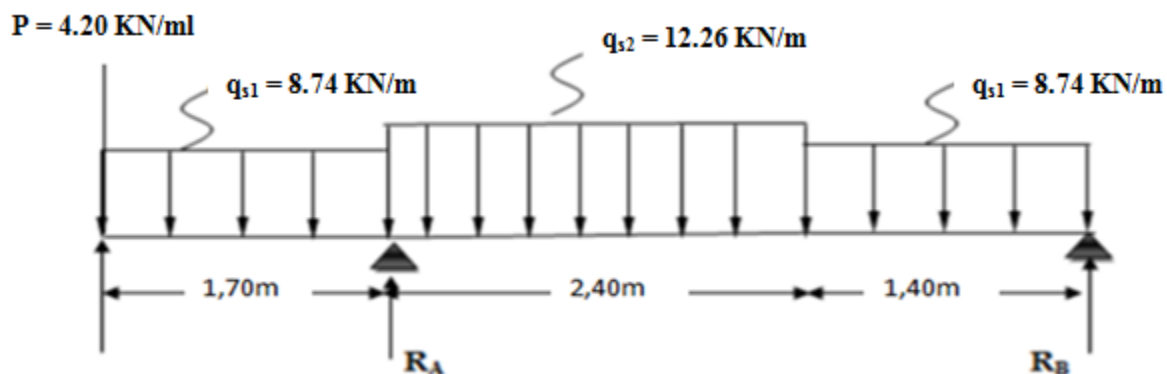
$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{38.14 \times 10^3}{348} = 109.60 \text{ mm}^2$$

$$1.09 \text{ cm}^2 \leq 5.65 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

A.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

1- Calcul des réactions d'appuis:



$$\sum F/Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 4.20 - (8.74 \times 1,70) - (12.26 \times 2,40) - (8.74 \times 1,40) = 0$$

$$R_A + R_B = 60.72 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \longrightarrow (4.20 \times 5.5) + (8.74 \times 1.70 \times 4.65) + (12.26 \times 2.40 \times 2.6) + [8.74 \times 1.40 \times 0.7] = 3,8 R_A$$

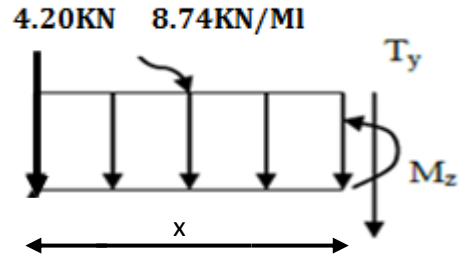
$$\longrightarrow \begin{cases} R_B = 14.07 \text{ KN} \\ R_A = 46.65 \text{ KN} \end{cases}$$

2-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

✓ **1er tronçon : $0 m \leq x \leq 1.70m$:**

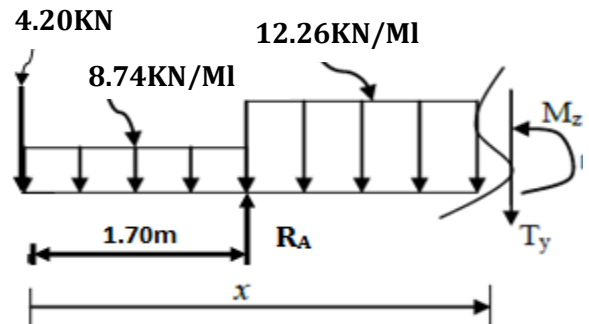
- $T_y = -8.74x - 4.20$
 $T_y = -4.20 \text{ kN}$ pour $x = 0m$.
 $T_y = -19.06 \text{ kN}$ pour $x = 1.70m$.

- $M_z = -\frac{8.74}{2}x^2 - 4.20x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0m$.
 $M_z = -19.77 \text{ kN}$ pour $x = 1.70m$.



✓ **2^{eme} tronçon: $1.7m \leq x \leq 4.1m$:**

- $T_y = -4.20 - (8.74 \times 1.70) - [(12.26(x - 1.70)) + R_A]$
 $T_y = 27.59 \text{ kN}$ pour $x = 1.70m$
 $T_y = -1.83 \text{ kN}$ pour $x = 4.1m$
- $M_z = -4.20x - [(8.74 \times 1.70)(0.85 + (x - 1.70))] - [6.13(x - 1.70)^2] + R_A(x - 1.70)$
 $M_z = -19.77 \text{ kN}$ pour $x = 1.70 m$
 $M_z = 11.14 \text{ kN}$ pour $x = 4.1m$



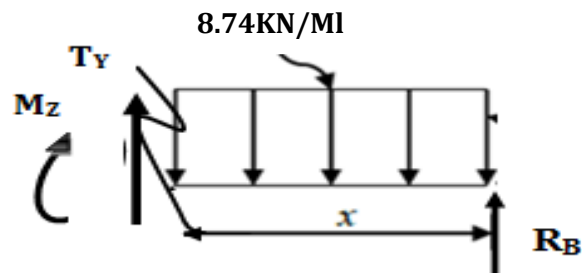
Moment max : $T_y = 0 \implies -4.20 - (8.74 \times 1.70) - [(12.26(x - 1.70)) + R_A] = 0 \implies x = 3.95m$

$M^{\max} = 11.28 \text{ kNm}$

✓ **3^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.40m$:**

- $T_y = 8.74 x - 14.07$
 $T_y = -14.07 \text{ kN}$ pour $x = 0$
 $T_y = -1.83 \text{ kN}$ pour $x = 1.40m$

- $M_z = -\frac{8.74}{2}x^2 + 14.07x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0$
 $M_z = 11.13 \text{ kN}$ pour $x = 1.40m$



3- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M^{\max} aux niveaux des Appuis et en travée :

- ✓ Aux appuis : $M_B = 0.3 M^{\max} = -3.38 \text{ kN.m}$
 $M_A = 19.77 \text{ kN.m}$

✓ En travée : $M_t = 0.85 M^{\max} = 9.59 \text{ KN.m}$

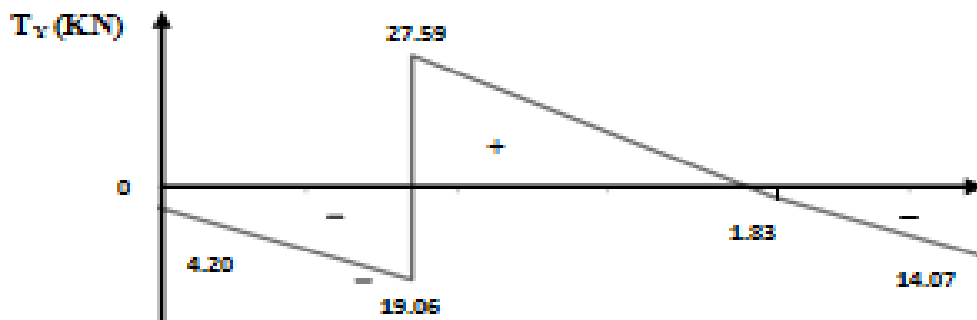
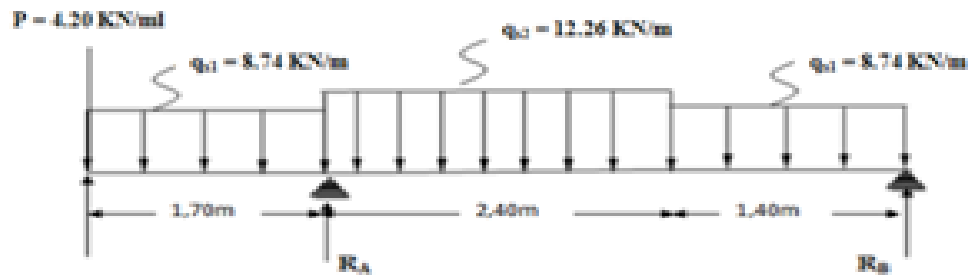


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

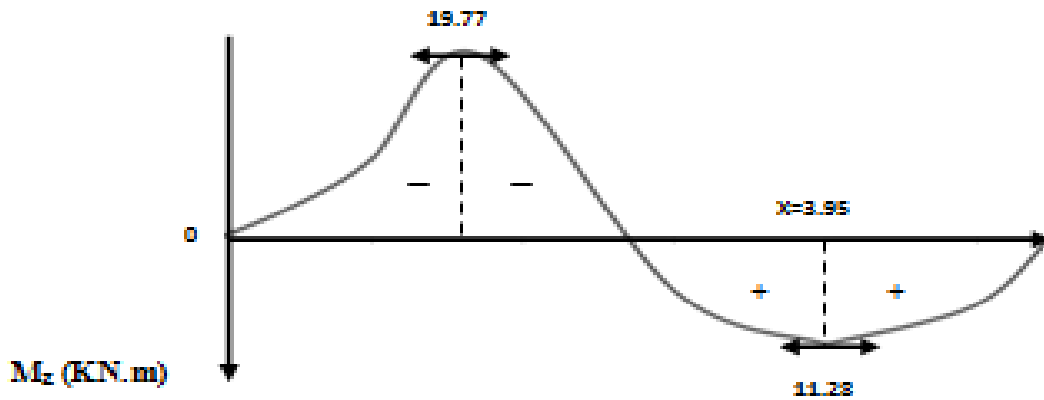


Diagramme des moments fléchissant calculés à l'ELS

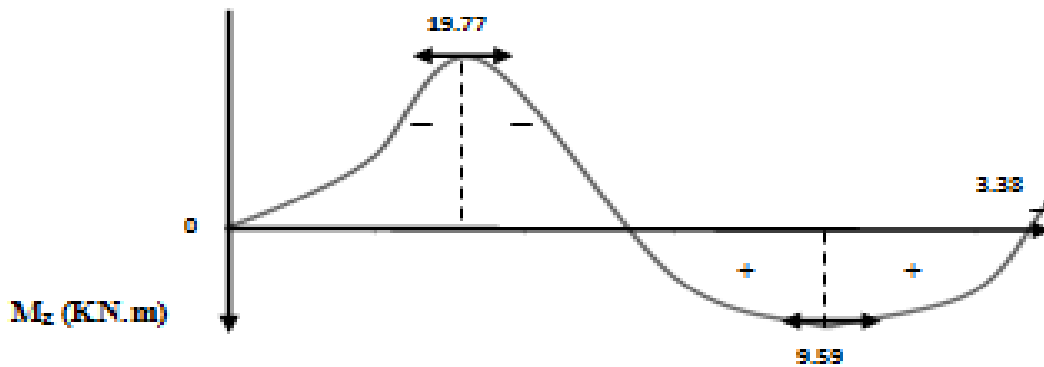


Diagramme des moments fléchissant corrigés à l'ELS.

A.5 : Vérification à L'ELS :

a- L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ **En travée : $M_t = 9.59$ KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196$$

$$\rho_1 = 0.196 \longrightarrow \beta = 0.928 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54.44} = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{9.59 \times 10^3}{3.14 \times 0.928 \times 16} = 205.69 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 3.78 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis A : $M_a = 19.77$ KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \longrightarrow \beta = 0.908 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39.35} = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{19.77 \times 10^3}{5.65 \times 0.908 \times 16} = 240.85 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 6.02 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \implies \text{condition Vérifiée.}$$

b- Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivants sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{550} = 0.033$$

$$\frac{1}{16} = 0.063 \geq 0.033 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

✓ Les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1cm$$

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f \cdot c_{28}} = 10818,86MPa$$

➤ **Calcul de I_0 :**

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_u (V_2 - c)^2$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_u d}{bh + 15A_t} = \frac{16200 + (15 \times 3.14 \times 16)}{(100 \times 18) + (15 \times 3.14)}$$

$$V_1 = 9.18cm \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 18 - 9.18 = 8.82cm$$

➤ **Calcul de I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_u (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (773.62 + 686.13) \frac{100}{3} + 15 \times 3.14 (8.82 - 2)^2$$

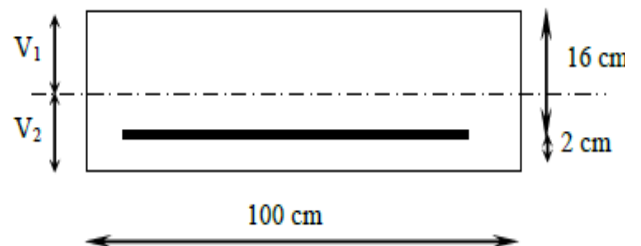
$$I_0 = 50849.07cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 16} = 0,00196$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00196} = 4.29$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00196 \times 205.69 + 2,1} \right\} = 0.01$$



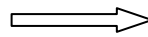
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 50489,07}{1 + 0,01 \times 4,29}$$

$$I_{fv} = 53253,41 \text{ cm}^4$$

En fin :

$$f = \frac{9,59 \times 10^3 \times 550^2}{10 \times 10818,86 \times 53253,41} = 0,5$$

$$f = 0,5 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm}$$



Condition vérifiée

c- Etat limites d'ouverture des fissures:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

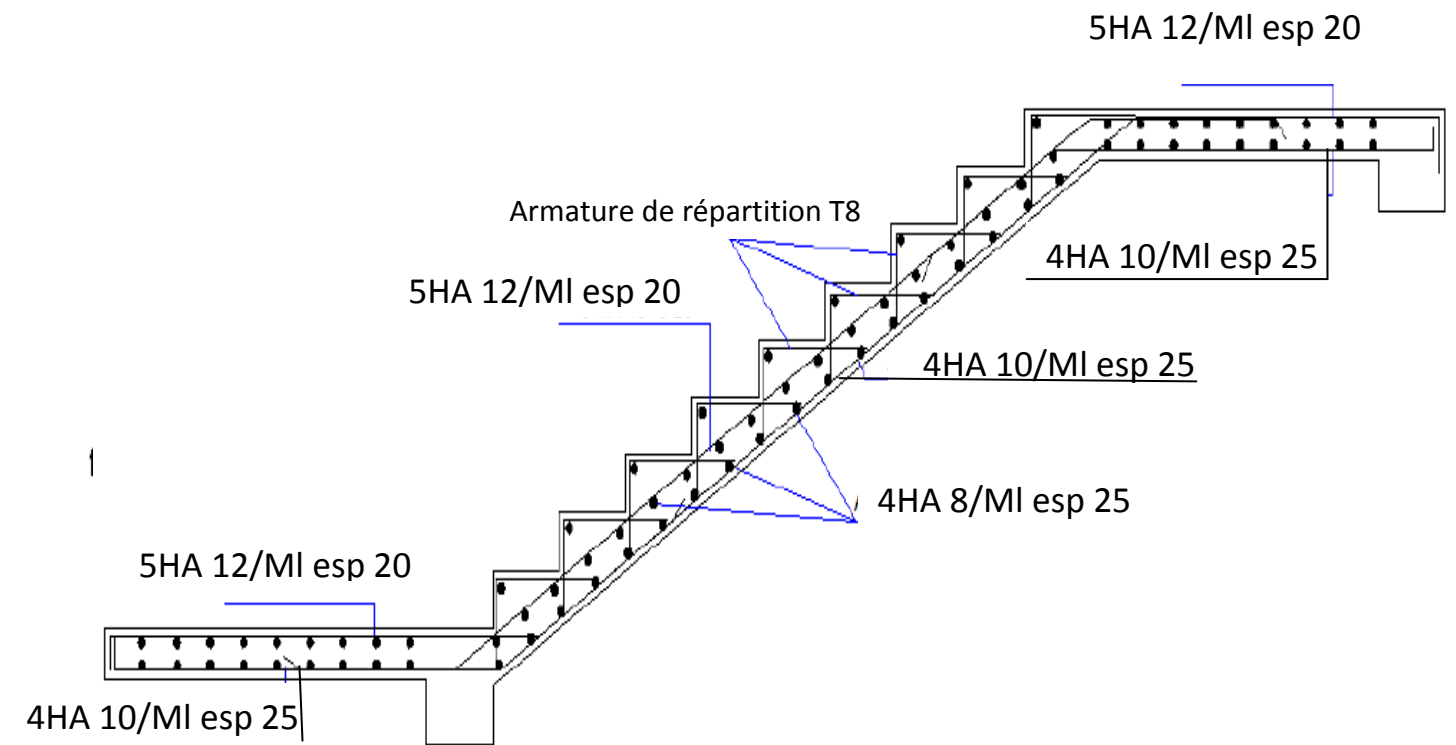
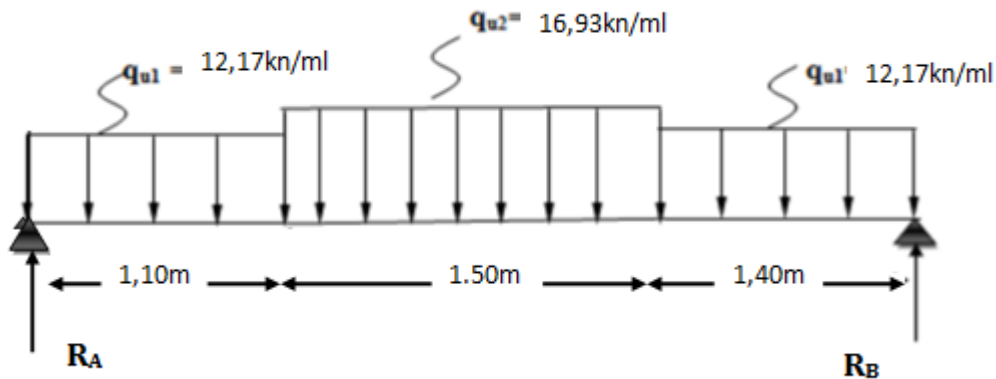


Figure III.2.6: Schéma de ferrailage d'escalier du RDC vers les étages courants.

B-Escalier d'entrée au RDC:

B.1: Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:



$$\sum F/Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (12.17 \times 1.10) - (16.93 \times 1.50) - (12.17 \times 1.40) = 0$$

$$R_A + R_B = 55.82 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \longrightarrow - (12.17 \times 1.40^2 / 2) - (16.93 \times 1.50 \times 2.15) - (12.17 \times 1.10 \times 3.45) = 4R_A$$

$$4R_A = 112.71 \longrightarrow \begin{cases} R_A = 28.17 \text{ kN} \\ R_B = 27.65 \text{ kN} \end{cases}$$

2- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

✓ 1^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.10\text{m}$:

- $T_y = -12.17x + 28.17$

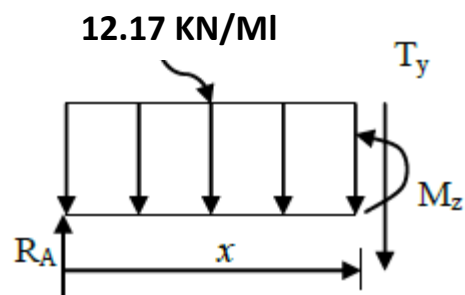
$T_y = 28.17 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.

$T_y = 14.78 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$.

- $M_z = -\frac{12.17}{2}x^2 + 28.17x$

$M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.

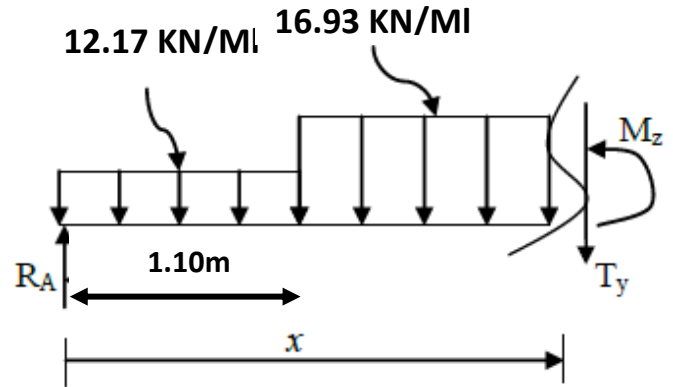
$M_z = 23.62 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$.



✓ 2^{ème} tronçon : $1.10 \leq x \leq 2.60\text{m}$:

- $T_y = -16.93(x-1.10) - (12.17x1.10)+28.17$
 $T_y = 14.72 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$
 $T_y = -10.69\text{kN}$ pour $x = 4.1\text{m}$

- $M_z = [-16.93/2(x-1.10)^2] - [(12.17x1.10)(1.10/2+(x-1.10))]+28.17x$
 $M_z = 23.62 \text{ kN}$ pour $x = 1.10 \text{ m}$
 $M_z = 26.76\text{kN}$ pour $x = 2.60\text{m}$



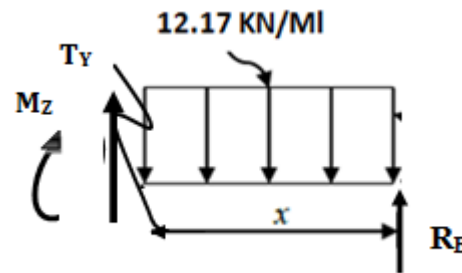
Moment max : $T_y = 0 \implies -16.93(x-1.10) - (12.17x1.10)+28.17 = 0 \implies x = 1.98$

$M^{\max} = 30.09\text{KNm}$

✓ 3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1.40\text{m}$:

- $T_y = 12.17x - 27.65$
 $T_y = -27.65\text{kN}$ pour $x = 0$
 $T_y = -10.61\text{kN}$ pour $x = 1.40\text{m}$

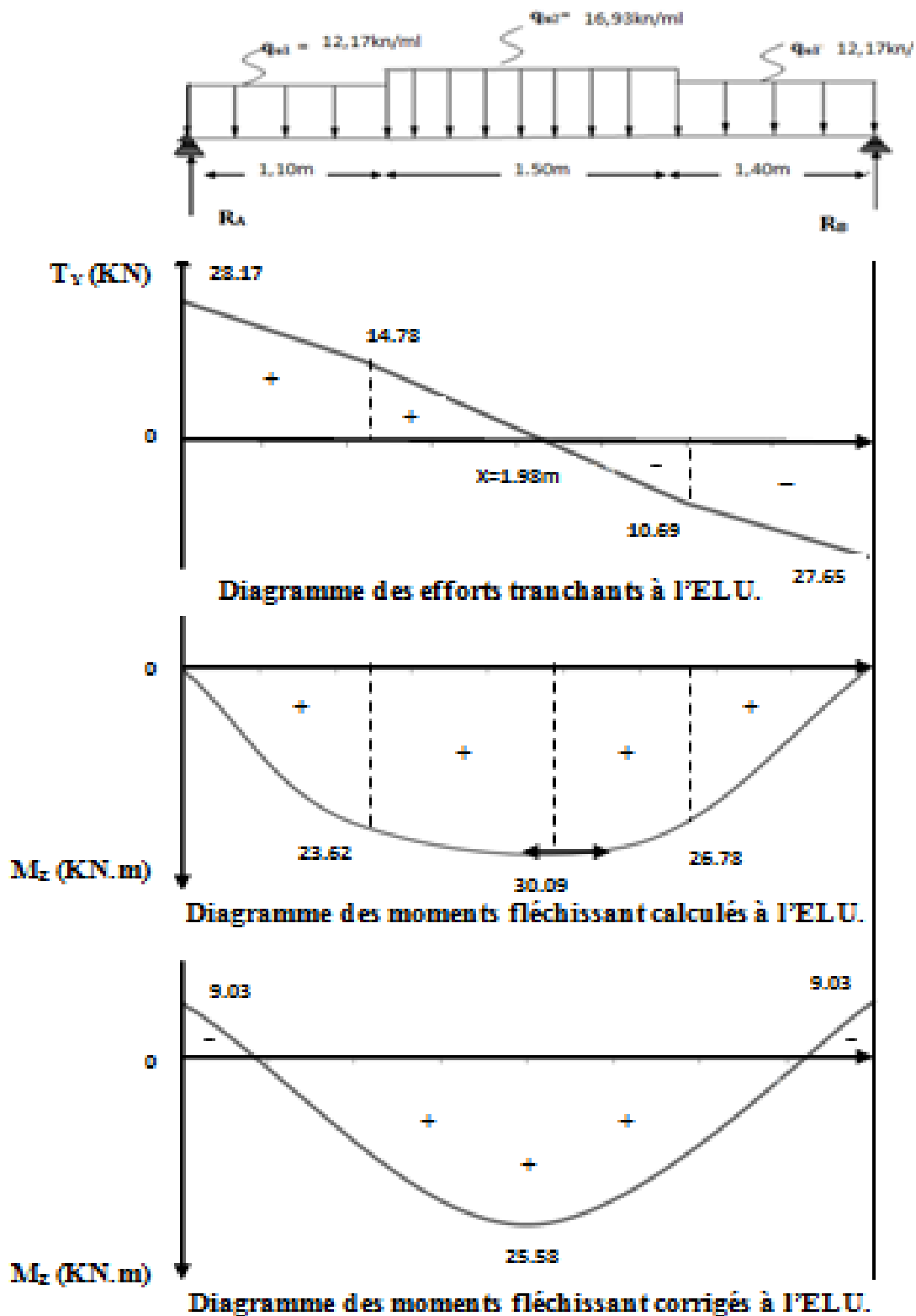
- $M_z = -\frac{12.17}{2}x^2 + 27.65x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0$
 $M_z = 26.78\text{kN}$ pour $x = 1.40\text{m}$



3- Les diagrammes des efforts internes (ELU):

A fin de tenir compte de semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux niveaux des Appuis et en travée

- ✓ Aux appuis : $M_A = M_B = -0.3 M_{\max} = -9.03\text{KN.m}$
- ✓ En travée : $M_t = 0.85 M_{\max} = 25.58 \text{ KN.m}$



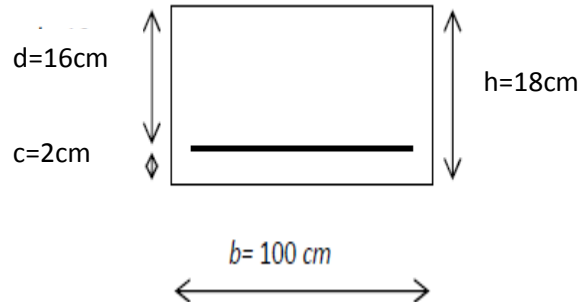
B.2 : Ferrailage escalier d'entrée au RDC:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

1-Aux appuis:

$M_u^a = -9.027 \text{ KNm},$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ cm}, \\ c = 2 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$



a-Armatures principales :

III.2.7: Schéma statique d'escalier a l'ELU.

$$\mu_b = \frac{M^a_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.03 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \quad \implies \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \quad \Rightarrow \quad \beta \approx 0,988$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.03 \times 10^3}{0,988 \times 16 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** ; avec un espacement **S_t = 25cm**

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 8/ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **S_t = 25cm**

2 -En travée:

$M_u^t = 25.85 \text{ KN m}$

a -Armatures principales:

$$\mu_b = \frac{M^a_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.85 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,072 \leq 0,392 \quad \implies \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,072 \quad \Rightarrow \quad \beta \approx 0,963$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.85 \times 10^3}{0,963 \times 16 \times 348} = 4.82 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA 14 = 7.69 cm²** ; avec un espacement **S_t = 20cm**

b- Armatures de répartition :

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

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **S_t = 25 cm**.

B.3: Vérification à l'ELU :

a-Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales \longrightarrow $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t=20\text{cm} < 33\text{cm} \implies$ **condition vérifier**

Armatures de répartition \longrightarrow $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t=25\text{ cm} < 45\text{cm} \implies$ **condition vérifier**

b- Condition de non fragilité :..... A.4.2 BEAL91/modifiée99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1.93\text{cm}^2$$

❖ Aux appuis: $A_{ad} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.93 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée**

❖ En travée: $A_{ad} = 5 \text{ HA } 14 = 7.69 \text{ cm}^2 > 1.93\text{cm}^2 \implies$ **condition vérifiée**

c-Vérification au cisaillement :A.5.1.1 BEAL91/modifiée99

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{mpa} \right\} = 3.33\text{Mpa}$

Calcul de τ_u^{max} :

$V_{\max} = 28.17 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.17 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.18\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires \implies **condition vérifiée**

d- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}; \quad (\Psi_S = 1.5 \text{ pour les aciers HA})$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n\pi \varnothing = 5 \times 3.14 \times 1.4$$

n : c'est le nombre de barres.
 \varnothing : c'est le diamètre des barres.

$$\sum U_i = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.17 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.8} = 0.89 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entraînement des barres \implies **condition vérifiée**

e- Longueur du scellement droit :A.6.1.22 BEAL91/modifiée99

Elle 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.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2,835} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$$

f- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

✓ **Influence sur le béton:**

$$T_u^{\max} = 28.17 \text{ KN} < V_u$$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 16$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 1}{1,5} = 960 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les aciers:**

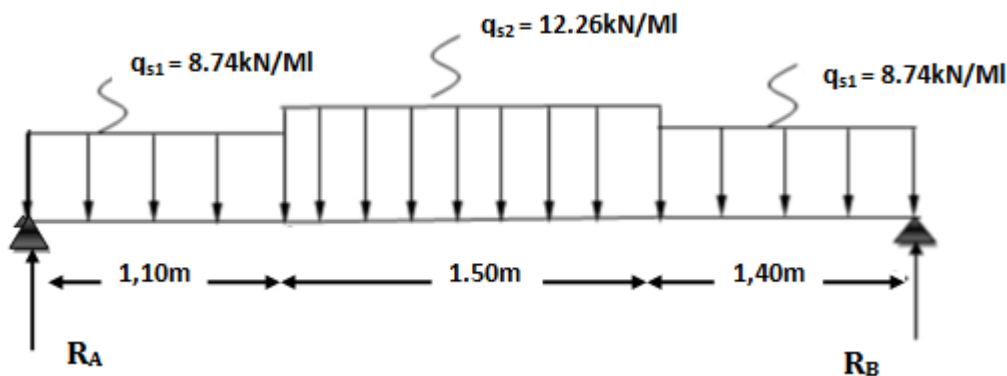
On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{28.17 \times 10^3}{348} = 80.95 \text{ mm}^2$$

$0.81 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$
 Donc les armatures calculées sont suffisantes.

B.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'EIS:

1- Calcule des réactions d'appuis :



$$\sum F/Y = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B - (8.74 \times 1.10) - (12.26 \times 1.50) - (8.74 \times 1.40) = 0$$

$$R_A = 0.24 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \longrightarrow \quad - (8.74 \times 1.40^2 / 2) - (12.26 \times 1.50 \times 2.15) - (8.74 \times 1.10 \times 3.45) = 4R_A$$

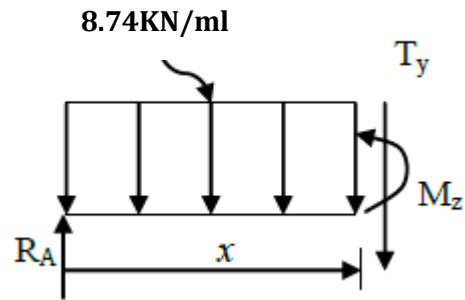
$$4R_A = 81.27 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} R_A = 20.32 \text{ KN} \\ R_B = 19.92 \text{ KN} \end{cases}$$

2- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

✓ 1^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.10\text{m}$:

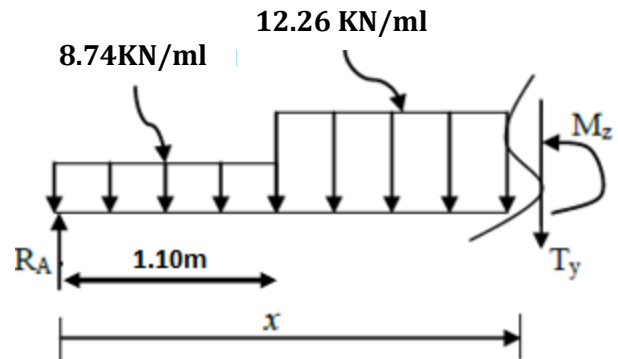
- $T_y = -8.74x + 20.32$
 $T_y = 20.32 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $T_y = 10.71 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$.

- $M_z = -\frac{8.74}{2}x^2 + 20.32x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $M_z = 17.06 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$.



- $T_y = -12.26(x-1.10) - (8.74 \times 1.10) + 20.32$
 $T_y = 10.71 \text{ kN}$ pour $x = 1.10\text{m}$
 $T_y = -7.68 \text{ kN}$ pour $x = 2.60\text{m}$

- $M_z = [-6.13(x-1.10)^2] - [(8.74 \times 1.10)(1.10/2 + (x-1.10))] + 20.32x$
 $M_z = 17.06 \text{ kN}$ pour $x = 1.10 \text{ m}$
 $M_z = 19.33 \text{ kN}$ pour $x = 2.60 \text{ m}$



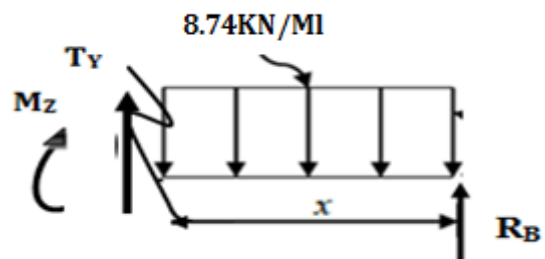
Moment max : $T_y = 0 \implies -12.26(x-1.10) - (8.74 \times 1.10) + 20.32 = 0 \implies x = 1.97$

$M^{\text{max}} = 21.74 \text{ kNm}$

✓ 3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1.40\text{m}$:

- $T_y = 8.74x - 19.92$
 $T_y = -19.92 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$
 $T_y = -7.68 \text{ kN}$ pour $x = 1.40\text{m}$

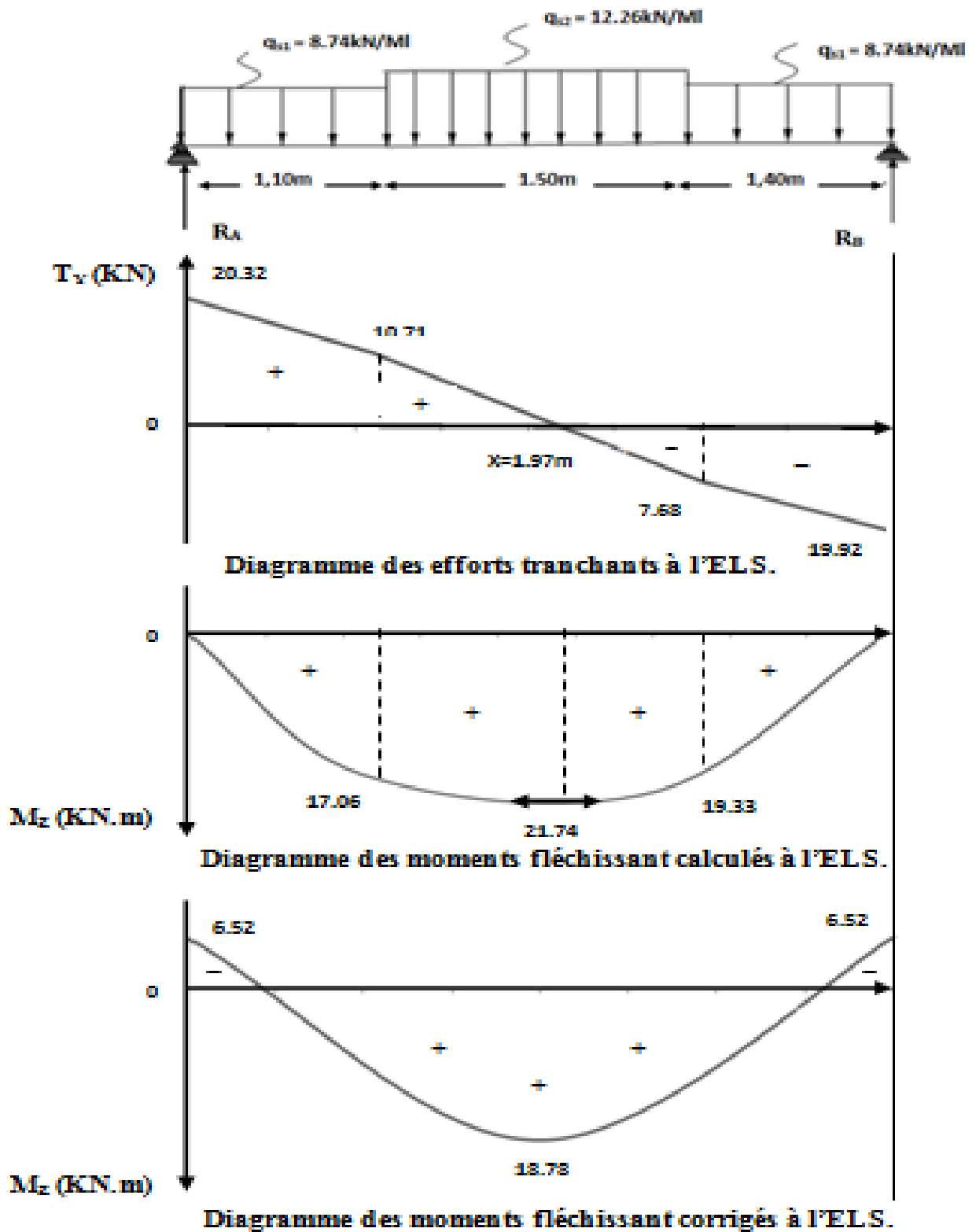
- $M_z = -\frac{8.74}{2}x^2 + 19.92x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$
 $M_z = 19.32 \text{ kN}$ pour $x = 1.40\text{m}$



3- Les diagrammes des efforts internes (ELS):

A fin de tenir compte de semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée

- ✓ Aux appuis : $M_A = M_B = -0.3 M_{\text{max}} = -6.52 \text{ kN.m}$
- ✓ En travée : $M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 18.78 \text{ kN.m}$



B.5: Vérification à L'ELS :

a- L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ **En travée :** $M_t = 18.78$ KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0.481$$

$$\rho_1 = 0.481 \longrightarrow \beta = 0.895 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32.62} = 0.031$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{18.78 \times 10^3}{7.69 \times 0.895 \times 16} = 170.54 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 5.29 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis A :** $M_a = 6.52$ KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196$$

$$\rho_1 = 0.196 \longrightarrow \beta = 0.928 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54.44} = 0.018$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{6.52 \times 10^3}{3.14 \times 0.928 \times 16} = 139.85 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 2.52 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \implies \text{condition Vérifiée.}$$

b- Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{400} = 0.045$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > 0.045 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

✓ Les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f \cdot c_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de I_0 :**

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_u (V_2 - c)^2$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_u d}{bh + 15 A_t} = \frac{16200 + (15 \times 7.69 \times 16)}{(100 \times 18) + (15 \times 7.69)}$$

$$V_1 = 9.42 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 18 - 9.31 = 8,58 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de I_{fv} :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_u (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (835.9 + 618.47) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (8.52 - 2)^2$$

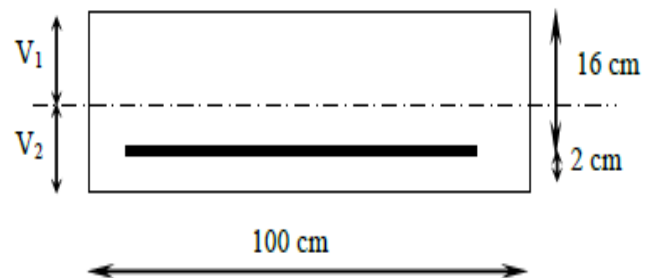
$$I_0 = 52081.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0,00481$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00481} = 1.75$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00481 \times 170.54 + 2,1} \right\} = 0.32$$



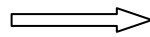
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 52081,76}{1 + 0,32 \times 1,75}$$

$$I_{fv} = 36724,32 \text{ cm}^4$$

En fin :

$$f = \frac{18,78 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 36724,32} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = 0,76 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$$



Condition vérifiée

c- Etat limites d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

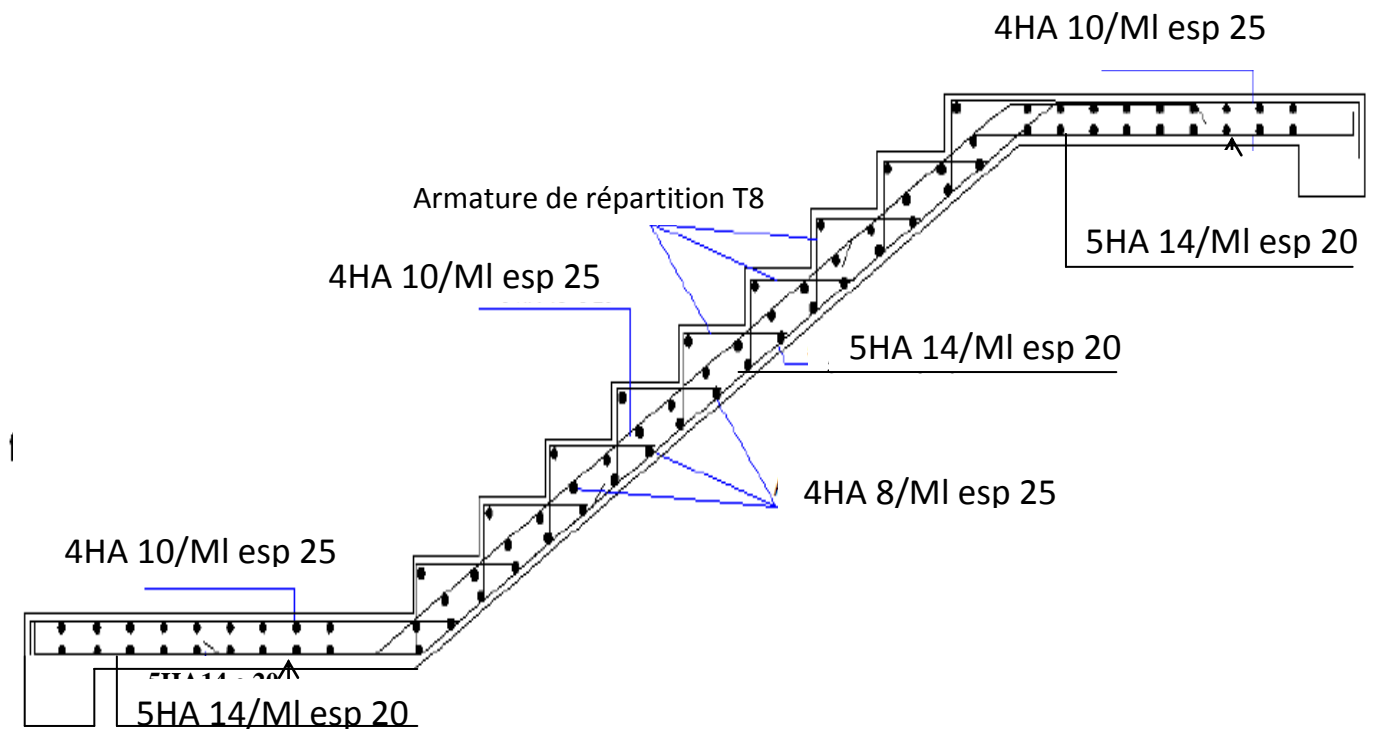


Figure III.2.8: Schéma de ferrailage d'escalier du RDC.

III.3 : CALCUL DES PLANCHERS:

III.3.1: Introduction:

Les planchers de notre structure sont en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles, elles assurent la fonction de portance, leurs entre axe est de 65cm.
- d'un remplissage du corps creux réalisé en béton armé.

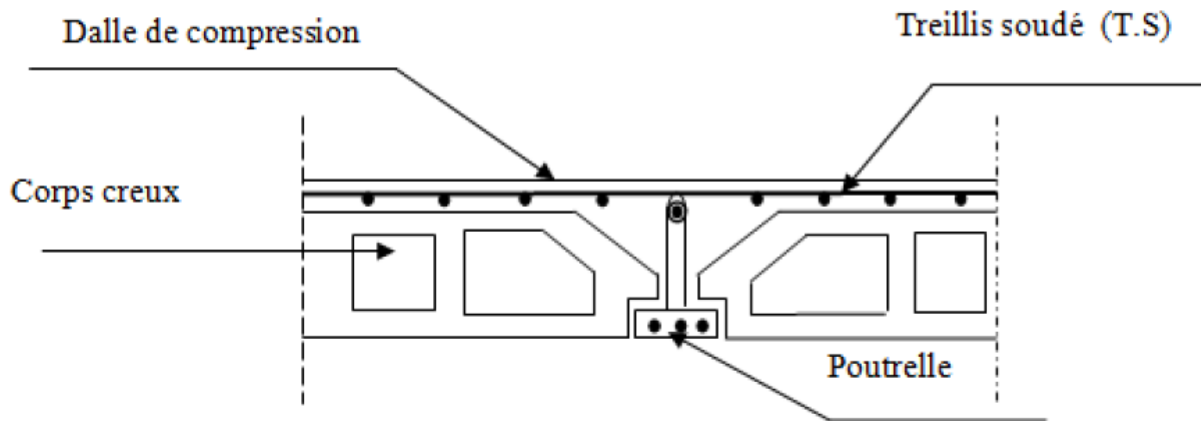


Figure III.3.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux

III.3.2: Ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un treillis soudé. La dalle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

1- Calcul des armatures:

- **Armatures perpendiculaire aux poutrelles:**

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

Avec; l : entre axe des poutrelles en [cm]

$$50 < l = 65 \text{ cm} < 80$$

Fe : limite d'élasticité de l'acier

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de nervure}$$

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

- **Armatures parallèles aux poutrelles:**

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

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

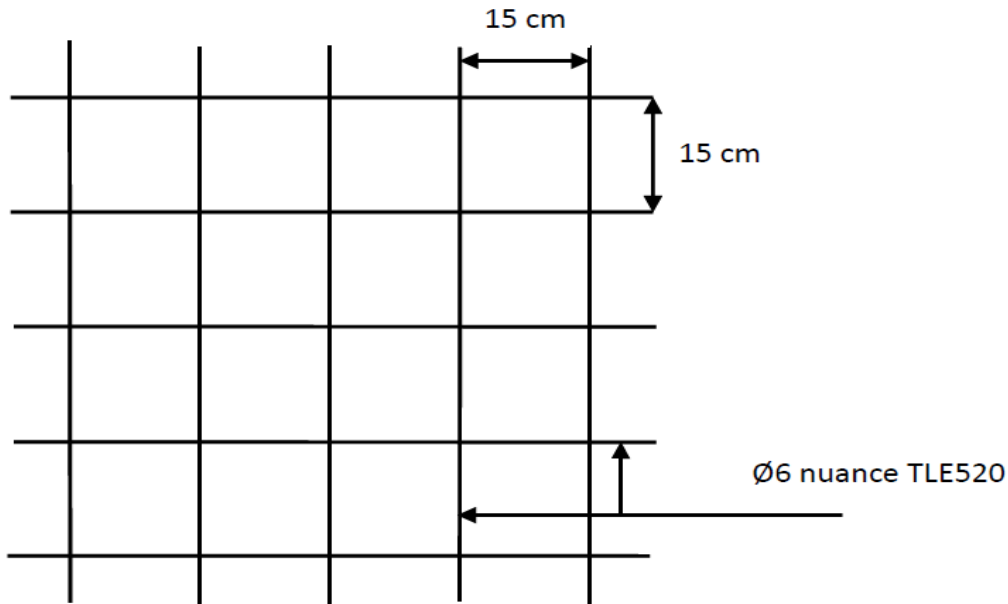


Figure III.3.2 : Treillis soudé 150x150.

III.3.3: Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes.

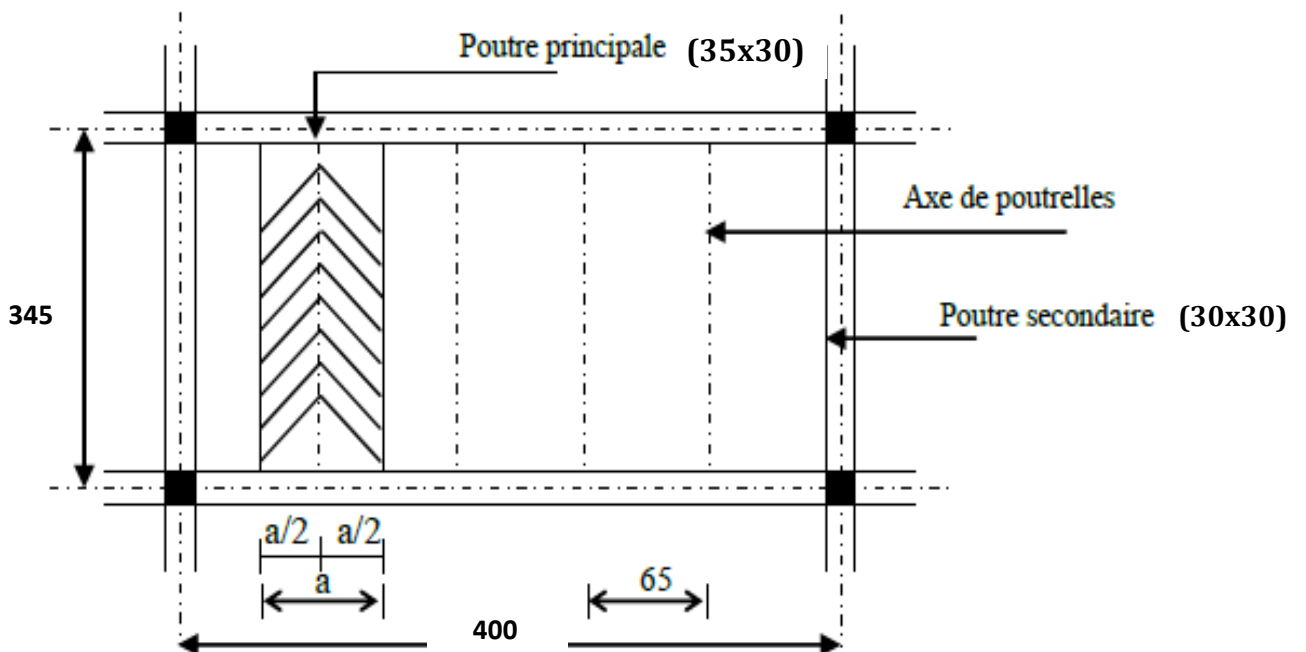


Figure III.3.3 : Surface revenant aux poutrelles.

Etape1 : Avant coulage de la dalle:

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** et celui de l'ouvrier.

a- Chargement:

- ✓ 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 :

- $G_{tot} = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge de l'ouvrier :
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle pourra suffire à elle même.

Dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais qui ont pour rôle de la conforter et serviront d'appuis intermédiaire.

b- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

1- Combinaison de charge :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

2- Calcul du moment en travée :

$$L = 3,15\text{m}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.15^2}{8} = 3.1 \text{ KN.m}$$

3- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.1}{2} = 3.88 \text{ KN}$$

4- Calcul de la section d'armature :

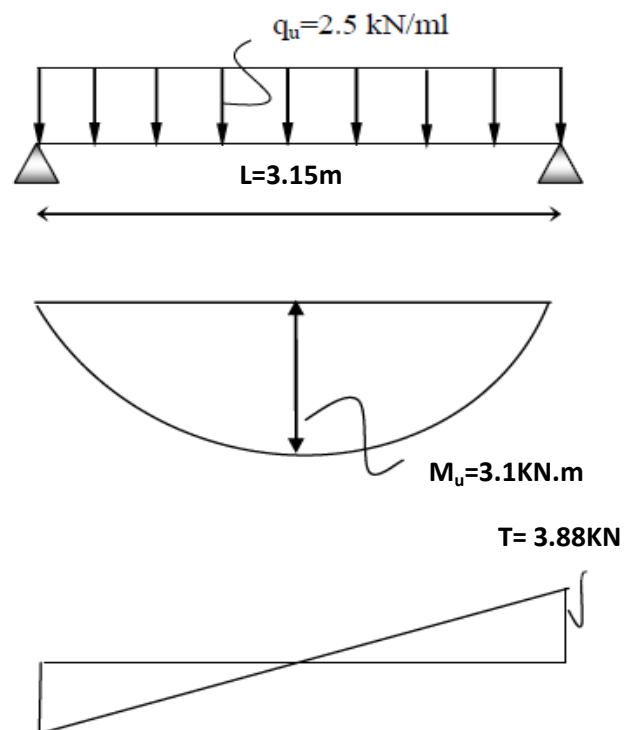
B=12 cm, h=4cm, c=2cm, d=2cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.1 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.55 \gg 0.392$$

⇒ **S.D.A**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Donc la section est doublement armée



III.3.4: Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.

✓ **Remarque:**

Comme la section de la poutrelle est faible (12 x 4) cm², on ne peut pas placer deux nappes D'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors **des étais** intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

➤ **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 0.120 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.267 \text{ kN.m}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8xM_l}{Q_u}} = \sqrt{\frac{8x0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à:

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

Etape2 : Après coulage de la dalle :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ kN/ml}$;
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$ (pour l'étage courant et étant le plus défavorable)

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 6.341 \text{ kN/ml}$

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.589 \text{ kN/ml}$

a- Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le **BAEL91/modifié 99 Art A.4.1, 3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10} ; \frac{l_0}{2} ; 8h_0 \right\}$$

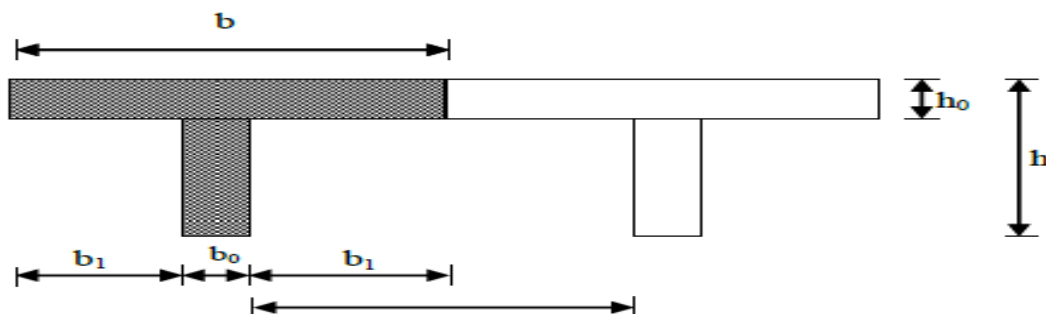


Figure III.3.4 : Schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux poutrelles ($L=65-12=53\text{cm}$).

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

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$)

L_1 : portée de la grande travée ($L= 315\text{cm}$)

$$b_1 \leq \min \{ 31.5 ; 26.5 ; 32 \} = 26.5\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad b_1 = 26.5\text{ cm}$$

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

III.3.4: Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

A- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (voir BAEL 91/ modifié 99 Art B.6.2, 201)

- ✓ La charge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 $Q \geq \max \{ 2G ; 5\text{ kN/ml} \}$

Application numérique :

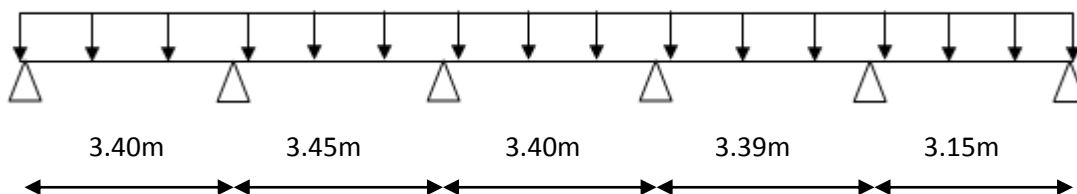
$$Q=0.975\text{ kN/ml} \geq \max \{ 7.228 ; 5 \} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
Puisque nous avons utilisé le même type de poutrelles. \Longrightarrow **Condition vérifiée**

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
 \Longrightarrow **Condition vérifiée**

- ✓ Le rapport des portées successives des différentes travées doit être entre 0.80 et 1.25.

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



$$0.8 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.40}{3.45} = 0.99 \\ \frac{3.45}{3.40} = 1.01 \\ \frac{3.40}{3.39} = 1.00 \\ \frac{3.39}{3.15} = 1.08 \end{array} \right\} \leq 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Toutes les conditions sont vérifiées alors la Méthode forfaitaire est applicable.

B- Principe de la méthode:

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment M_0 dans la travée, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

C- Exposé de la méthode:

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

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis. $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Avec : L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

• M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

• M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

✓ $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Longrightarrow \quad$ dans une travée intermédiaire

✓ $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \Longrightarrow \quad$ dans une travée de rive

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

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

● **Effort tranchant:**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1}, M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; \quad T_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

D- Application de la méthode :

➤ **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.975}{3.614 + 0.975} = 0.212$$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$
0.212	1.064	0.632	0.532

Tableau III.3.1 : Rapport de charges.

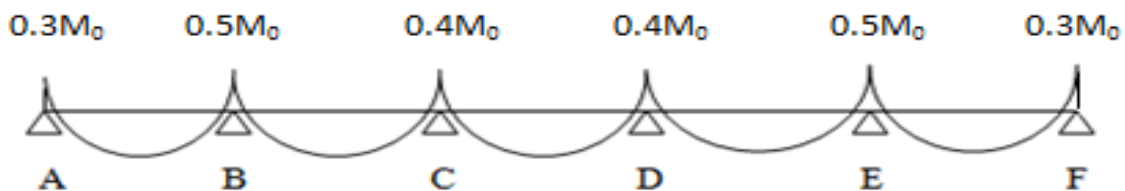


Figure III.3.5 : Valeurs des moments aux appuis.

➤ **Calcul du moment isostatique:**

$$M_0 = 6.341 \times \frac{(3.45)^2}{8} = 9.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis:**

$$M_A = M_F = 0.3 M_0 = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 M_0 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_0 = 3.77 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments En travées:**

❖ Pour les travées de rive :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t \geq 1.064 M_0 - \frac{M_W + M_e}{2} & \text{car: } \max(1+0.3\alpha=1.064 ; 1.05) = \mathbf{1.064} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

✓ **Travée AB et EF :**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.064 \times 9.43 - \frac{2.83 + 4.72}{2} = 6.26 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.632 \times 9.43 = 5.96 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \mathbf{M_t = 6.26KN.m}$$

✓ **Pour les travées intermédiaires BC et DE :**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.064 \times 9.43 - \frac{4.72 + 3.77}{2} = 5.79 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.532 \times 9.43 = 5.02 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \mathbf{M_t = 5.79KN.m}$$

✓ **Pour la travée CD :**

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.064 \times 9.43 - \frac{2 \times 3.77}{2} = 6.26 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.532 \times 9.43 = 5.02 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \mathbf{M_t = 6.26KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w + M_e}{L} + Q_u \frac{L}{2} & \text{Avec : } V_w : \text{Effort tranchant à gauche de l'appui.} \\ V_e = \frac{M_w + M_e}{L} - Q_u \frac{L}{2} & V_e : \text{Effort tranchant à droite de l'appui.} \end{cases}$$

✓ **La travée AB :**

$$\begin{cases} V_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + Q_u \frac{L_{AB}}{2} = \frac{-4.72 + 2.83}{3.40} + 6.341 \frac{3.40}{2} = \mathbf{10.22 \text{ KN}} \\ V_B = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} - Q_u \frac{L_{AB}}{2} = \frac{-4.72 + 2.83}{3.40} - 6.341 \frac{3.40}{2} = \mathbf{-11.34 \text{ KN}} \end{cases}$$

✓ **La travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} + Q_u \frac{L_{BC}}{2} = \frac{-3.77 + 4.72}{3.45} + 6.341 \frac{3.45}{2} = \mathbf{11.22 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} - Q_u \frac{L_{BC}}{2} = \frac{-3.77 + 4.72}{3.45} - 6.341 \frac{3.45}{2} = \mathbf{-10.94 \text{ KN}} \end{cases}$$

✓ **La travée CD :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} + Q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-3.77 + 3.77}{3.40} + 6.341 \frac{3.40}{2} = \mathbf{10.78 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} - Q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-3.77 + 3.77}{3.40} - 6.341 \frac{3.40}{2} = \mathbf{-10.78 \text{ KN}} \end{cases}$$

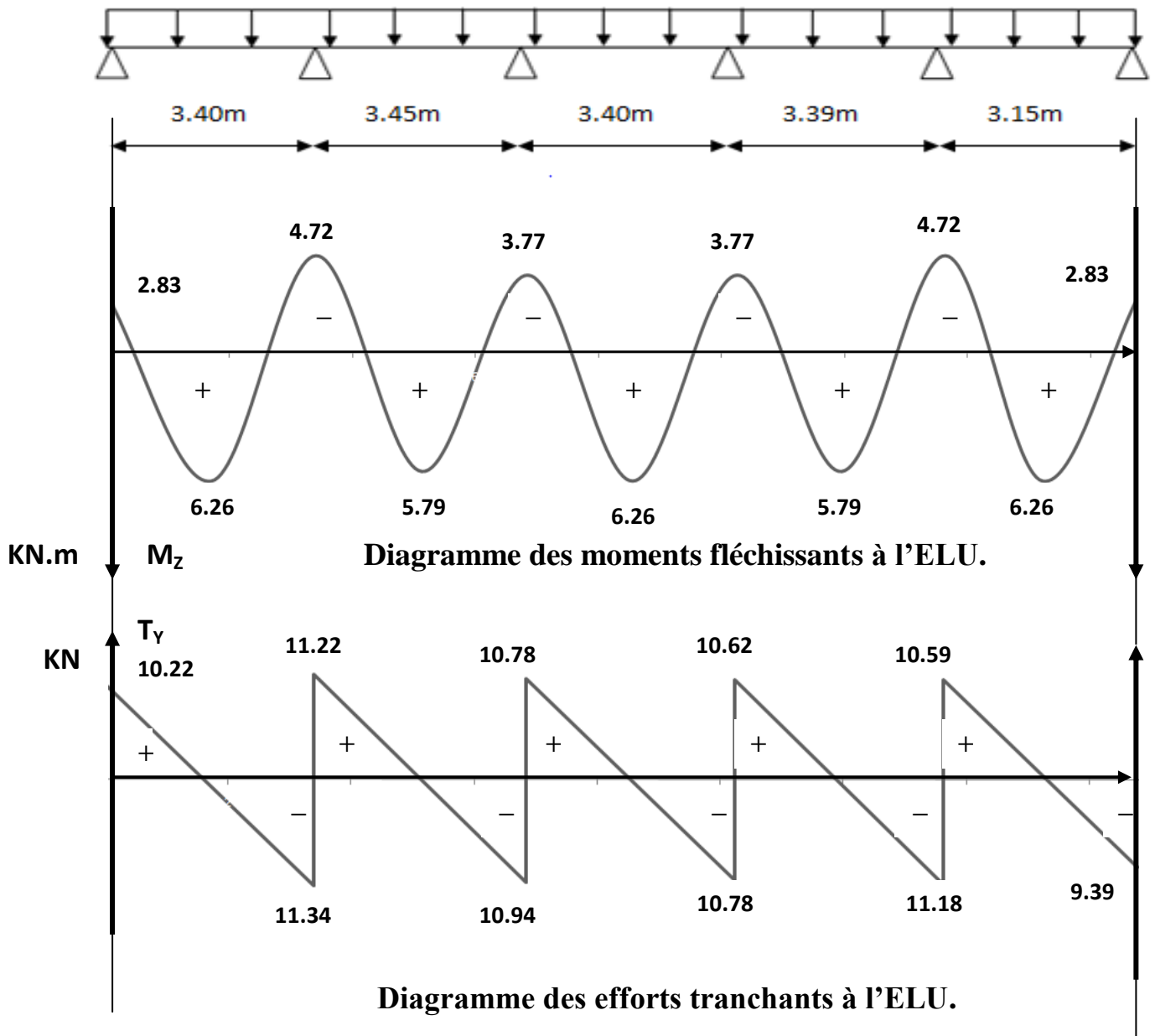
✓ **La travée DE :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} + Q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-4.72 + 3.77}{3.39} + 6.341 \frac{3.39}{2} = \mathbf{10.62 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} - Q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-4.72 + 3.77}{3.39} - 6.341 \frac{3.39}{2} = \mathbf{-11.18 \text{ KN}} \end{cases}$$

✓ **La travée EF :**

$$\begin{cases} V_B = \frac{M_F - M_E}{L_{DE}} + Q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-2.83 + 4.72}{3.15} + 6.341 \frac{3.15}{2} = \mathbf{10.59 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} - Q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-2.83 + 4.72}{3.15} - 6.341 \frac{3.15}{2} = \mathbf{-9.39 \text{ KN}} \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts internes à L'ELU:



III.3.5: Ferrailage de la poutrelle à l'ELU:

A- Calcul à l'état limite ultime (ELU):

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

a- Armatures longitudinales:

✓ **En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{max}^t = 6.26 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t < M \implies$ L'axe neutre est dans la table de compression.

✓ **Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h):**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.26 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020$$

$\mu_b = 0.020 < \mu_e = 0.392 \implies$ La section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

$$\mu_b = 0.020 \implies \beta = 0.990$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.26 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

\implies On opte pour: $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis:**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$:

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.72 \text{ KN.m}$

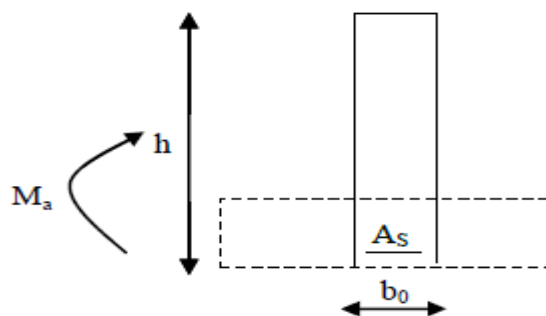


Figure III.3.6: Schéma statique de ferrailage

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{4.72 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_b = 0.086 < \mu_e = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.086 \implies \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.72 \times 10^3}{0.955 \times 18 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\implies \text{On opte pour : } A^a = 2 \text{ HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$$

b- Armatures transversales:

➤ **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91/modifier 99) :**

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e ,

on doit avoir : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{16.2; 40 \} = 16.2 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_{min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91/modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 0.8 \right\} = 0.57 \text{ cm} = 5.7 \text{ mm}$$

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier **T6**, soit $A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

III.3.6: Vérification à l'ELU:

a-Condition de non fragilité :..... A.4.2 BEAL91/modifiée99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- ❖ Aux appuis: $A_{ad} = 2HA 8 = 1.00 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée**
- ❖ En travée: $A_{ad} = 3 HA 8 = 1.50 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée**

b-Vérification au cisaillement :A.5.1.1 BEAL91/modifiée99 :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

Calcul de τ_u^{max} :

$V_{max} = 11.34 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11.34 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.53 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires \implies **condition vérifiée**

c- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa} ; \quad (\Psi_S = 1.5 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sum U_i : \text{Sommes des périmètres utiles des armatures.} \quad \sum U_i = n\pi \varnothing = 3 \times 3.14 \times 0.8$$

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{c'est le nombre de barres.} \\ \varnothing : \text{c'est le diamètre des barres.} \end{array} \right.$

$$\sum U_i = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.34 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75.36} = 0.93 \text{ mm}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entraînement des barres \implies **condition vérifiée**

d-Longueur du scellement droit :A.6.1.22 BEAL91/modifiée99

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

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2,835} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

e-Influence de l'effort tranchant sur le béton ... A.5.1.313 BEAL91/modifiée99 :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 11.34 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

f- Influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{11.34 \times 10^3}{348} = 32.59 \text{ mm}^2$$

$$0.326 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.3.7 : Calcul à l'ELS:

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0.72$$

➤ Moments fléchissant :**✓ En travée :**

Pour les travées de rives (AB) et (EF) :

$$M_{AB} = M_{EF} = 6.26 \times 0.72 = \mathbf{4.51 KN.m}$$

Pour les travées (BC) et (DE) :

$$M_{BC} = M_{DE} = 5.79 \times 0.72 = \mathbf{4.17 KN.m}$$

Pour la travée (CD)

$$M_{CD} = 6.26 \times 0.72 = \mathbf{4.51 KN.m}$$

✓ Aux appuis :

$$M_A = M_F = 2.83 \times 0.72 = \mathbf{2.04 KN.m}$$

$$M_B = M_E = 4.72 \times 0.72 = \mathbf{3.40 KN.m}$$

$$M_C = M_D = 3.77 \times 0.72 = \mathbf{2.72 KN.m}$$

• Effort tranchant :**✓ Travée AB:**

$$V_A = 10.22 \times 0.72 = \mathbf{7.36 KN}$$

$$V_B = 11.34 \times 0.72 = \mathbf{-8.16 KN}$$

✓ Travée BC:

$$V_B = 11.22 \times 0.72 = \mathbf{8.08 KN}$$

$$V_C = 10.94 \times 0.72 = \mathbf{-7.88 KN}$$

✓ Travée CD:

$$V_C = 10.78 \times 0.72 = \mathbf{7.76 KN}$$

$$V_D = 10.78 \times 0.72 = \mathbf{-7.76 KN}$$

✓ Travée DE:

$$V_C = 10.62 \times 0.72 = \mathbf{7.65 KN}$$

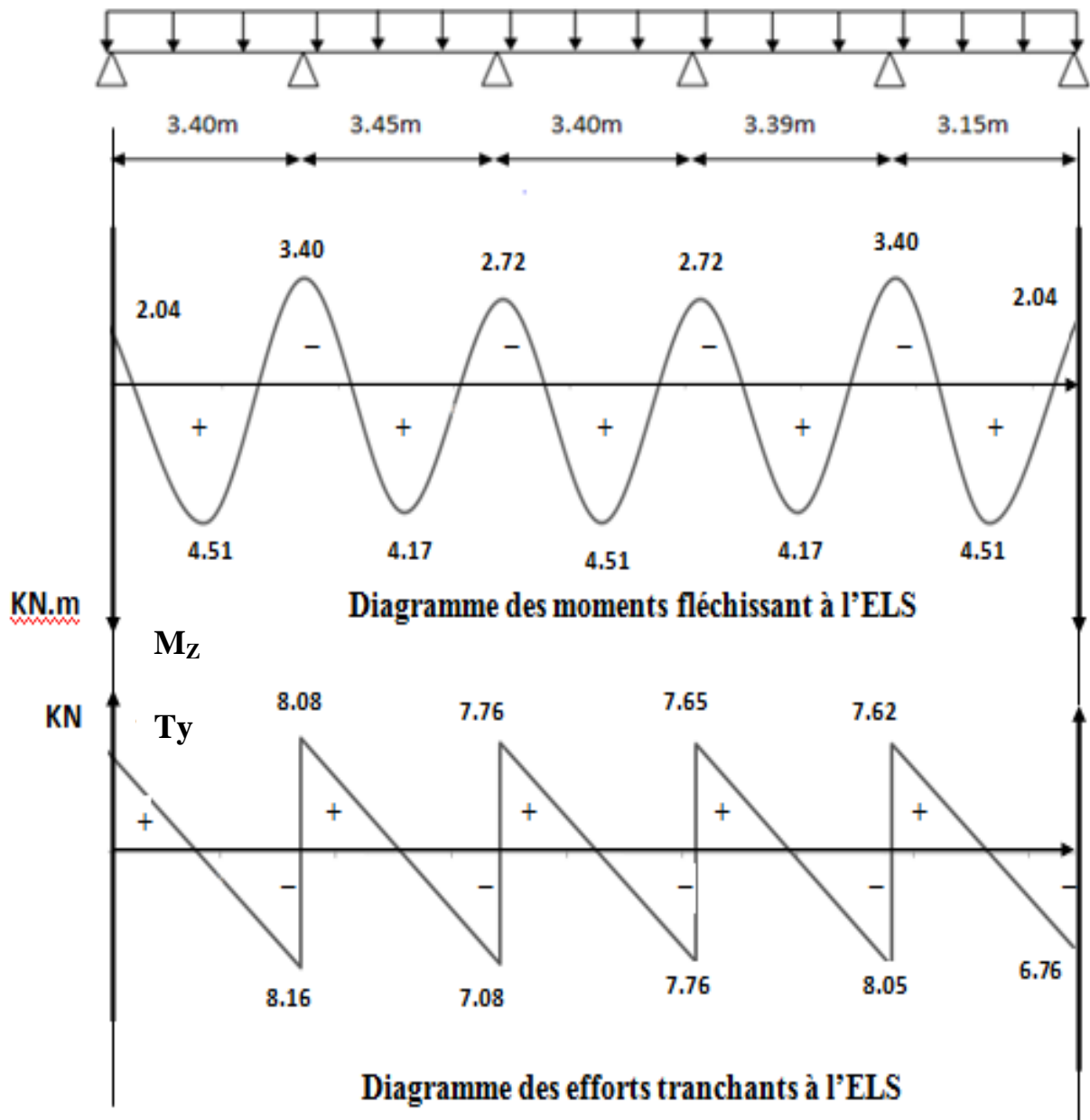
$$V_D = 11.18 \times 0.72 = \mathbf{-8.05 KN}$$

✓ Travée EF:

$$V_C = 10.59 \times 0.72 = \mathbf{7.62 KN}$$

$$V_D = 9.39 \times 0.72 = \mathbf{-6.76 KN}$$

➤ Diagramme des efforts internes à L'ELS:



III.3.8: Vérification à L'ELS:

a- L'état limite à la résistance à la compression du béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ **En travée :** $M_t = 4.51 \text{ KN.m}$ (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.694$$

$$\rho_1 = 0.694 \longrightarrow \beta = 0.879 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26.32} = 0.038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{4.51 \times 10^3}{1.5 \times 0.879 \times 18} = 190.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 7.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis A :** $M_a = 3.40 \text{ KN.m}$ (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \longrightarrow \beta = 0.897 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.54} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.4 \times 10^3}{1 \times 0.897 \times 18} = 210.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 4.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition Vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions \rightarrow **Fissuration non préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 190.03 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

c- Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (BAEL91/modifié 99 Art A 6.5.1):

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{345} = 0.058 > 0.044 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0.058 > \frac{4.51}{15 \times 9.43} = 0.031 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.5}{12 \times 18} = 0.012 > 0.009 \implies \text{condition non vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$;

L : porté entre nue d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

✓ **Remarque :**

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

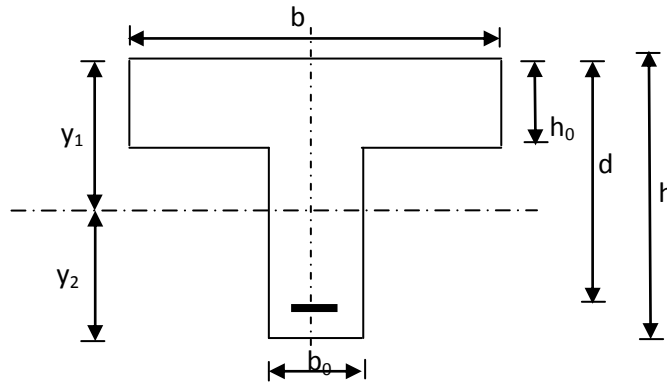
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

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



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.50 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.50} = 6.80 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.80 = 13.2 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (6.8^3 + 13.2^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.5 \times (13.2 - 2)^2 = 36184.3 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 36184,3 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,007$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\sigma_s = 190.03 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.007} = 2.35$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.994; 0\} = 0.994$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 36184.3}{1 + 2.35 \times 0.994} = 11931.63 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.51 \times 10^2 \times 3450^2}{10 \times 10818.87 \times 11931.63} = 4.16 \text{ mm}$$

$$f = 4.16 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque de flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'ELS, celle déjà calculer à l'ELU sont suffisantes.

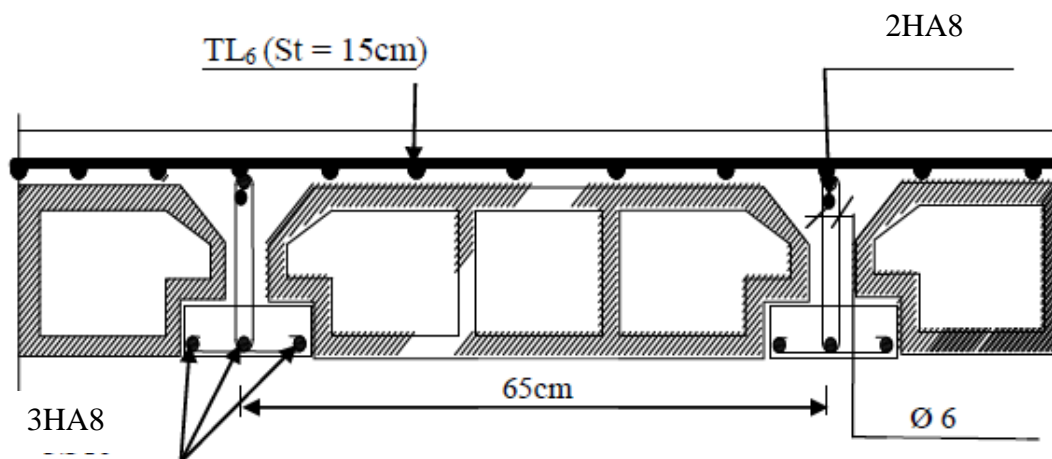


Figure III.3.6 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.4 : CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE:

III.4.1: Introduction:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, les réactions de la paillasse, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.
 Sa portée est de 3.15 m (entre nu d'appuis).

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont:

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 35\text{cm} \end{cases}$$

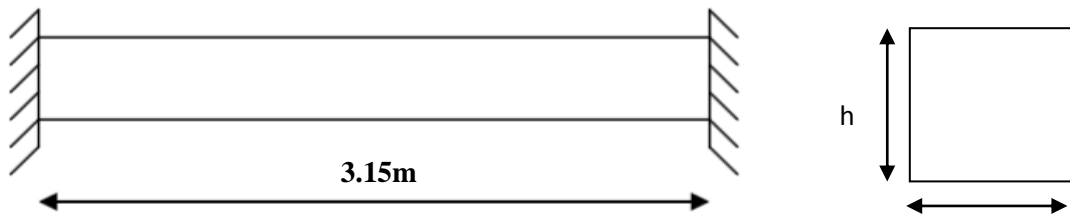


Figure III.4.1 ; Schéma statique de la poutre.

III.4.2: Détermination des charges et surcharges:

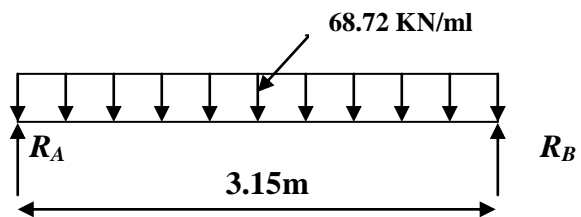
- ✓ Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ kN/ml}$
 - ✓ Réaction du palier à l'ELU : $R_{Au} = 64.59 \text{ kN/ml}$
 - ✓ Réaction du palier à l'ELS : $R_{As} = 46.64 \text{ kN/ml}$
- } (le plus défavorable étant l'escalier du RDC vers les étages courants).

III.4.3: Calcul à l'ELU:

➤ Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 3.06 + 64.59 = 68.72 \text{ kN/ml}$$



➤ Réaction d'appuis:

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 108.23 \text{ kN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{68.72 \times 3.15^2}{8} = 85.23 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant :

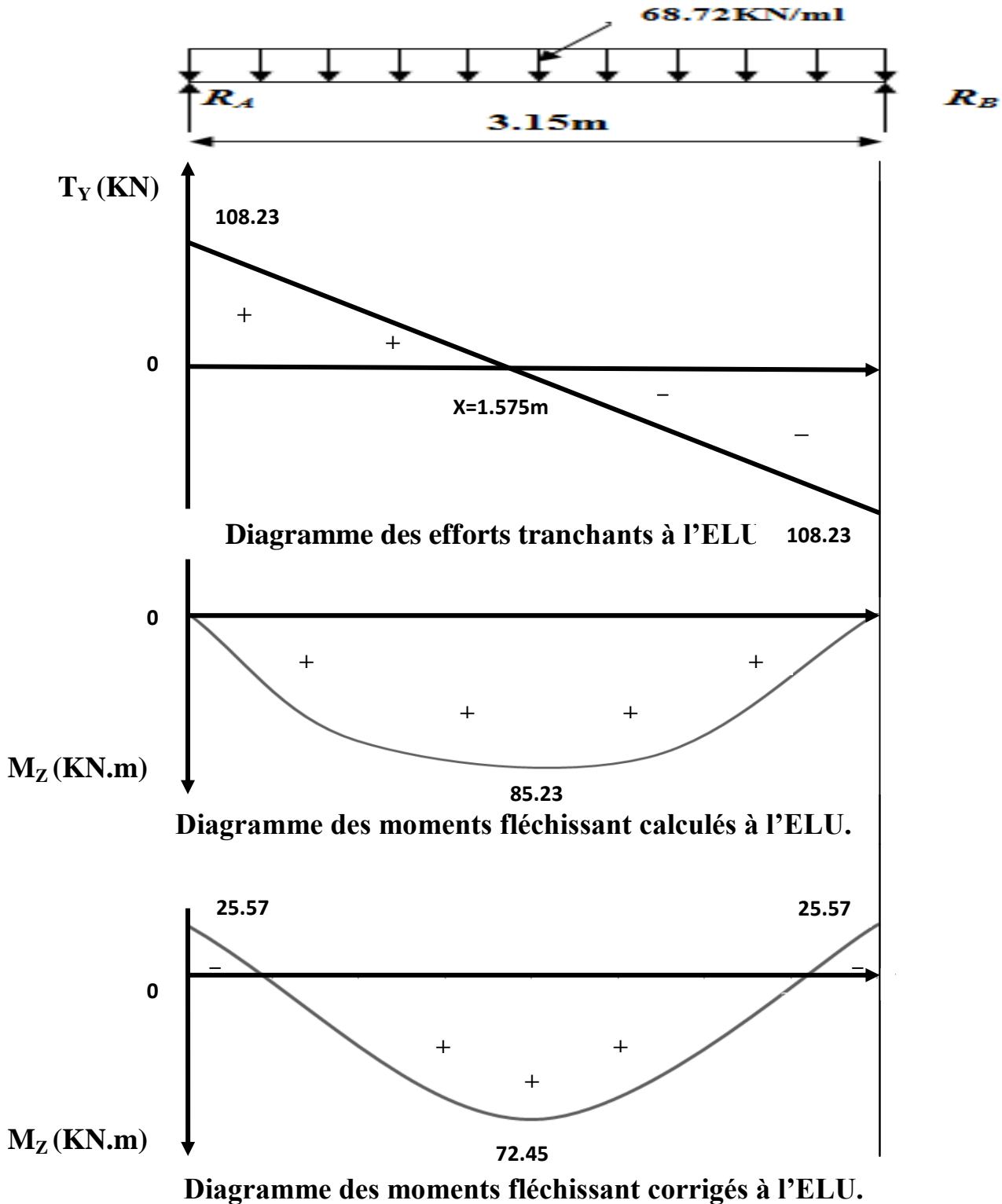
$$T_u = R_A = R_B = 108.23 \text{ kN/ml}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_u^a = -0.3M_u = - 25.57 \text{ kN.m}$

$M_u^t = 0.85M_u = 72.45 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats sont sur le diagramme suivant:



III.4.4: Calcul des armatures:

✓ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{72.45 \times 10^3}{35 \times 33^2 \times 14.2} = 0.134 < \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0,928$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{72.45 \times 10^3}{0.928 \times 33 \times 348} = 6.80 \text{cm}^2$$

Soit $5\emptyset 14 = 7.69 \text{cm}^2$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.16 \times 10^3}{35 \times 33^2 \times 14.2} = 0.046 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0,976$ donc :

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.16 \times 10^3}{0.976 \times 33 \times 348} = 2.24 \text{cm}^2$$

Soit $3\emptyset 14 = 4.62 \text{cm}^2$

III.4.5: Vérification à l'ELU:

a-Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0,23 bd \times f_{t28}/f_e$

$$A_{min} = 0,23 \times 35 \times 33 \times 2,1/400 = 1.39 \text{cm}^2$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$A_S > A_{min} \implies$ **Condition vérifiée.**

b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :

On a : $T_{max} = 108.23 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{108.23 \times 10^3}{330 \times 350} = 0.94 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies$ **condition vérifiée.**

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99 ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} = Vu / 0,9d \sum u_i$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm.} \\ Vu(\text{max}) = R_A = R_B = 108,23 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{108,23 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 219,8} = 1,66 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_u = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$L_S = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \implies L_S = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 330 \times 350 \times 10^{-3}}{1,5} = 693 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 108,05 \text{ KN} < 693 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}} = \frac{108,23 \times 10^3}{348} = 311 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 3,11 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée,}$$

➤ donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\}$$

- $h/35 = 35/35 = 1\text{cm}$
 - $\phi_l = 1,4\text{cm}$
 - $b_0/10 = 35/10 = 3.5\text{cm}$
- } on prend $\phi_t = \text{mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **espacement des armatures transversales St:**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(29,7 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 = 29.7\text{cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(8.75 ; 16,8) \Rightarrow St = 8 \text{ cm}$. (Zone nodale)

- $St = 35/2 = 17.5\text{cm}$; on prend $St = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 8 \times 35 = 0,84 \text{ cm}^2 < 1.57\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 = 1.57\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.4.6: Calcul à l'ELS:

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 3.06 + 46.64 = 49.70\text{KN/ml}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

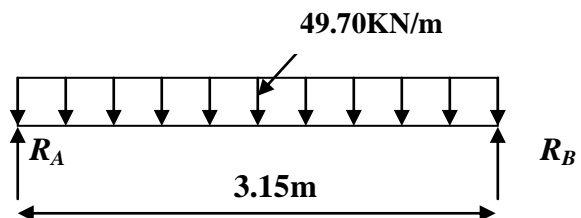
$$R_B = R_A = 78.28\text{KN}$$

➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{49.70 \times 3.15^2}{8} = 61.64 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$T_s = R_A = R_B = 78.28\text{KN/ml}$$

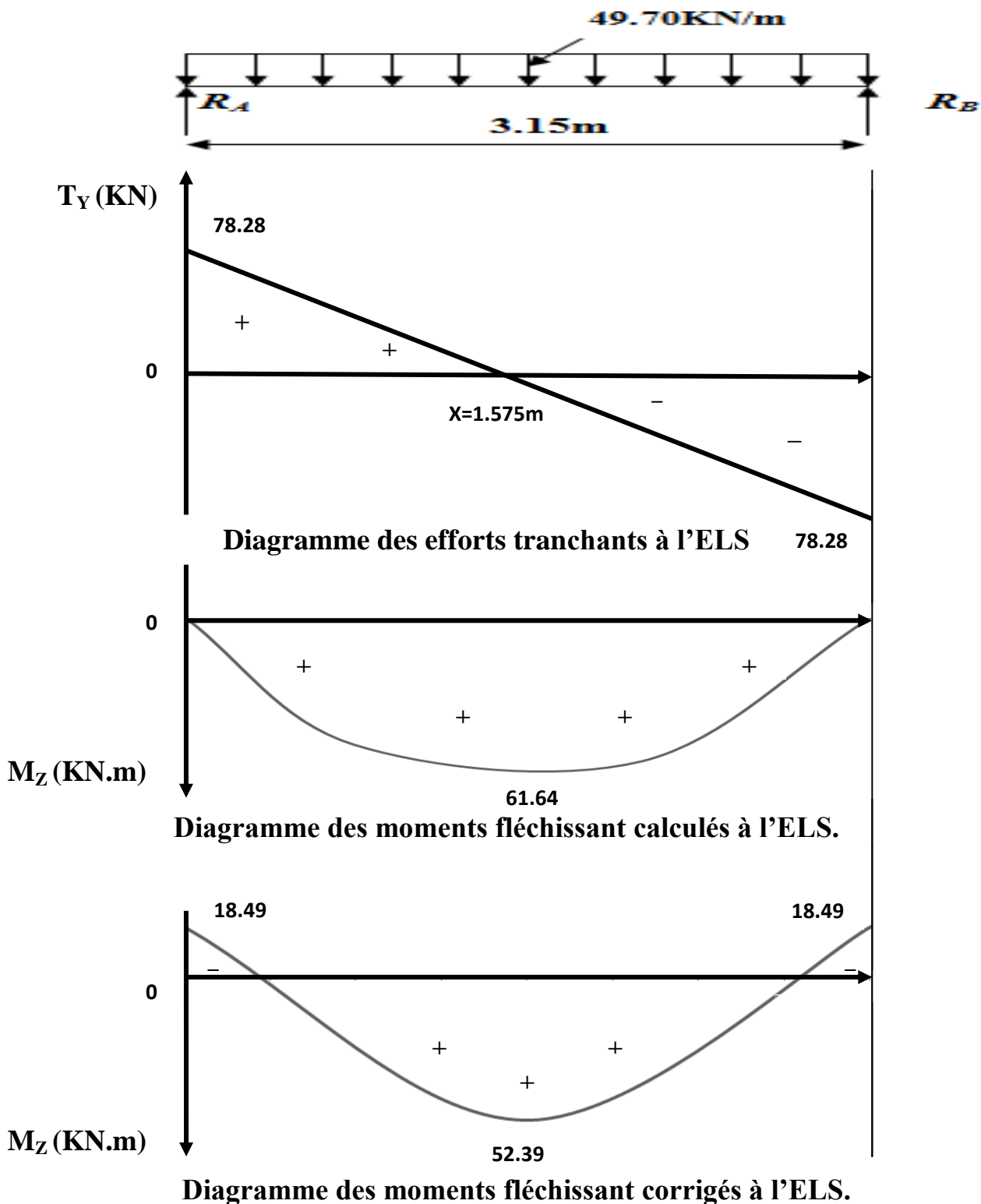


✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{sa} = -0.3M_u = -18.49\text{kN.m}$

$M_{st} = 0.85M_u = 52.39\text{kN.m}$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



III.4.7: Vérification à ELS:

a- Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{33 \times 35} = 0.400 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.29 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{18.49 \times 10^3}{4.62 \times 0.903 \times 33} = 137.28\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 3.78\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{33 \times 35} = 0.665 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.881 \\ K = 26.84 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{52.39 \times 10^3}{7.69 \times 0.881 \times 33} = 234.33\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 8.73\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{array}{l} \checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 35 \text{ cm} \\ L = 315 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \\ d = 33 \text{ cm} \\ M_s = 52.39 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 61.64 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS}) \\ A = 7.69 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée}) \end{array} \right.$$

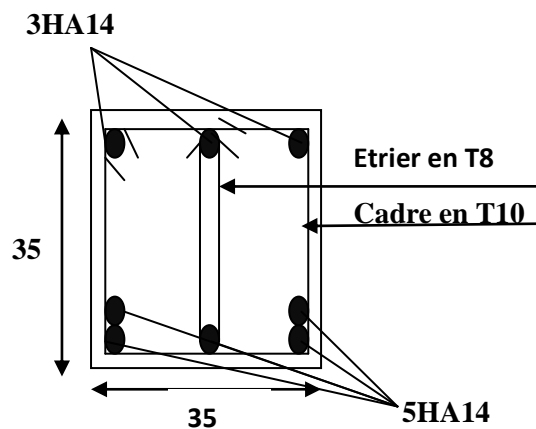
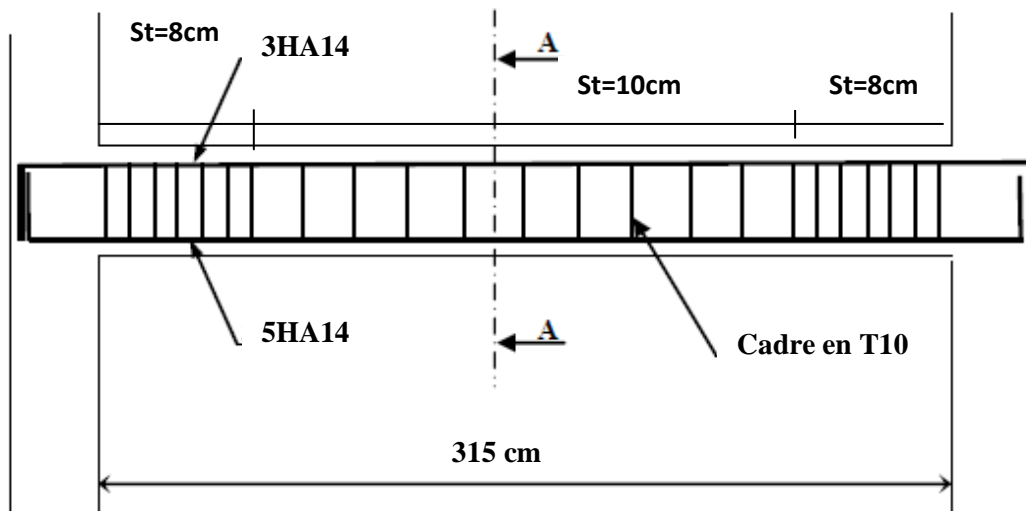
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.11 > 0.0625 \implies$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \implies 0.11 > 0.085 \implies$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.0067 < 0.0105 \implies$ **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferrailage de la poutre palière:**



Coupe A-A

III.5 : ETUDE DE LA POUTRE DE CHÂINAGE:

III.5.1: Introduction:

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieurs.

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont respectivement:

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

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

III.5.2: Détermination des charges et surcharges

a- Les charges permanentes:

- ✓ Poids propre de la poutre: $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur (double cloison):
 $(3,06 - 0,3) \times 1,46 = 4,03 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du plancher: $5,56 \times 0,65 / 2 = 1,81 \text{ KN/m}$
- **Poid total: $G_t = 6,84 \text{ KN/ml}$.**

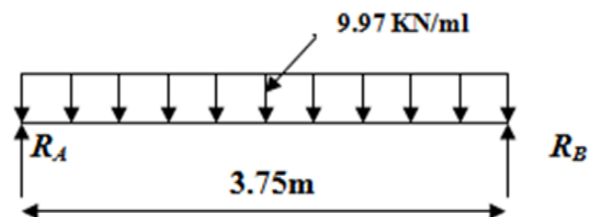


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage

b- La surcharge d'exploitation:

$$Q = 1,5 \times 0,65 / 2 = 0,49 \text{ KN/ml}$$

c- Combinaisons des charges:

- **ELU:**
 $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,84 + 1,5 \times 0,49 = 9,97 \text{ KN/ml}$.
- **ELS:**
 $q_s = G + Q = 6,84 + 0,49 = 7,33 \text{ KN/ml}$.

III.5.3: Etude de la poutre à l'ELU:

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

➤ Les réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = \frac{9,97 \times 3,75}{2} = 18,69 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant:

$$T_s = R_A = R_B = 18,69 \text{ KN/ml}$$

➤ Les moments isostatiques:

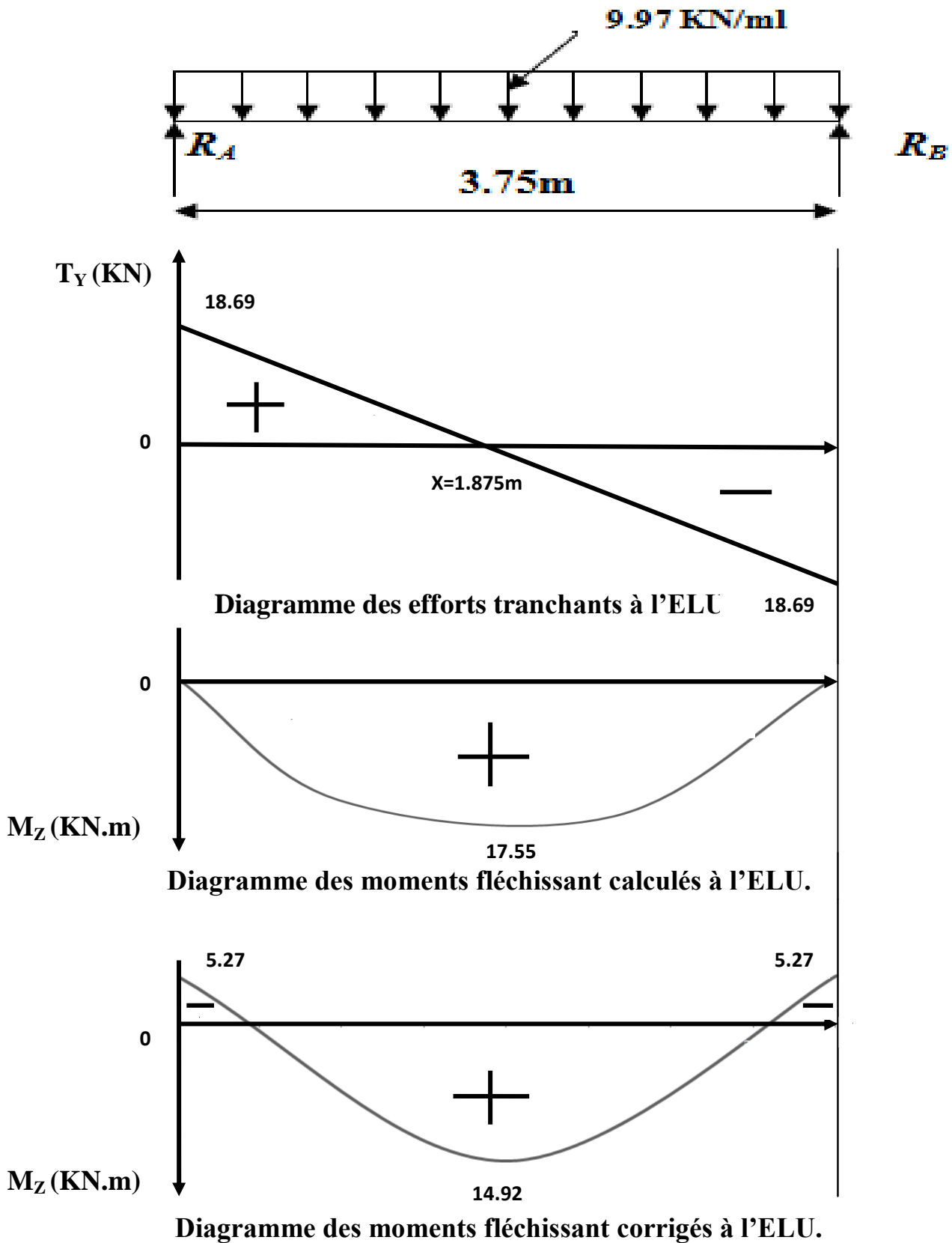
$$M_t = \frac{9,97 \times 3,75^2}{8} = 17,55 \text{ KN.m}$$

- ✓ A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

En travée : $M_u^t = 0,85M_u = 14,92 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_u = -5,27 \text{ kN.m}$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU:



III.5.4: Calcul des armatures:

✓ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.27 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.024 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0,988$ donc:

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.27 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.55 \text{cm}^2 \implies \text{soit } 2\emptyset 12 = 2.26 \text{cm}^2$$

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.92 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.068 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0,965$ donc :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.92 \times 10^3}{0.965 \times 28 \times 348} = 1.59 \text{cm}^2 \implies \text{soit } 2\emptyset 12 = 2.26 \text{cm}^2$$

III.5.5: Vérification à l'ELU:

a-Condition de non fragilité:

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0,23 \text{ bd} \times f_{t28}/f_e$

$$A_{min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1/400 = \mathbf{0.68 \text{cm}^2}$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$$A_s > A_{min} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :

On a : $T_{max} = 18.69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{18.69 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.33 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99 ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$.

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

$$\text{avec : } \begin{cases} \sum u_i = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,536 \text{ cm.} \\ V_u(\text{max}) = R_A = R_B = 18,69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,69 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 0,98 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_u = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 18,69 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}} = \frac{18,69 \times 10^3}{348} = 53,71 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée,}$$

➤ donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\}$$

- $h/35 = 30/35 = 0.86\text{cm}$
 - $\phi_l = 1,2\text{cm}$
 - $b_0/10 = 30/10 = 3\text{cm}$
- } on prend $\phi_t = 8\text{mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales St :**

Les espacements seront donnés comme suit:

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(25.2 ; 40\text{cm}) \implies St_1 = 25.2\text{cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(7.5 ; 9.6) \Rightarrow St = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$

- $St = 30/2 = 15\text{cm}$ (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0.42 \text{ cm}^2 < 1.00\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9\text{cm}^2 < 1.00\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6: Calcul à l'ELS:

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + Q = 6.84 + 0.49 = 7.33 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 13.74 \text{ KN}$$

➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.33 \times 3.75^2}{8} = 12.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$T_s = R_A = R_B = 13.74 \text{ KN/ml}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_s^a = -0.3M_u = -3.87 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = 0.85M_u = 10.95 \text{ kN.m}$$

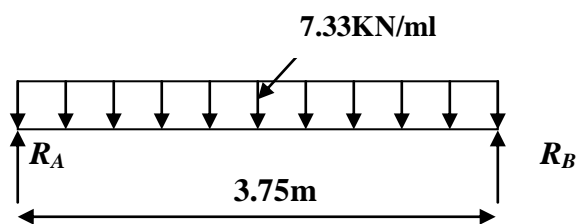
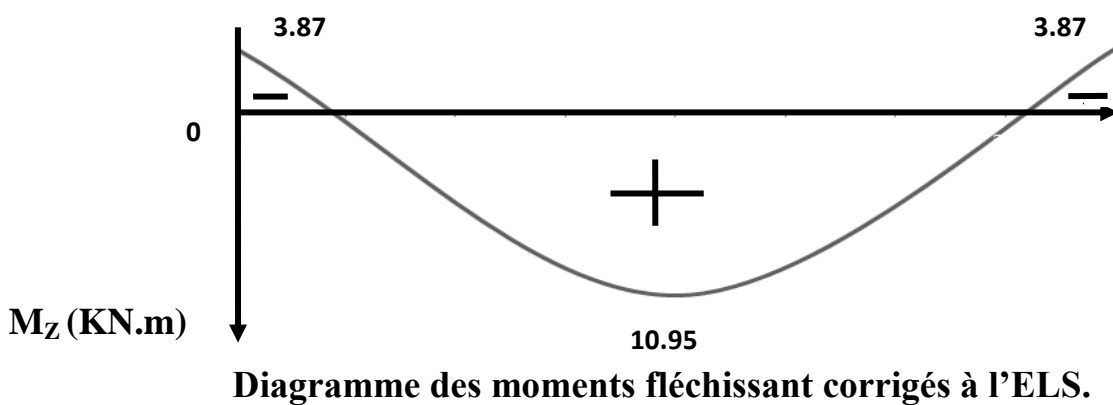
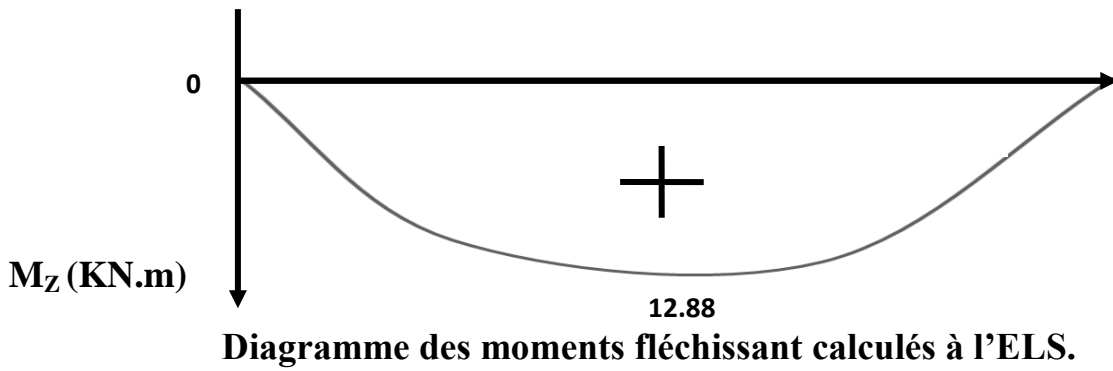
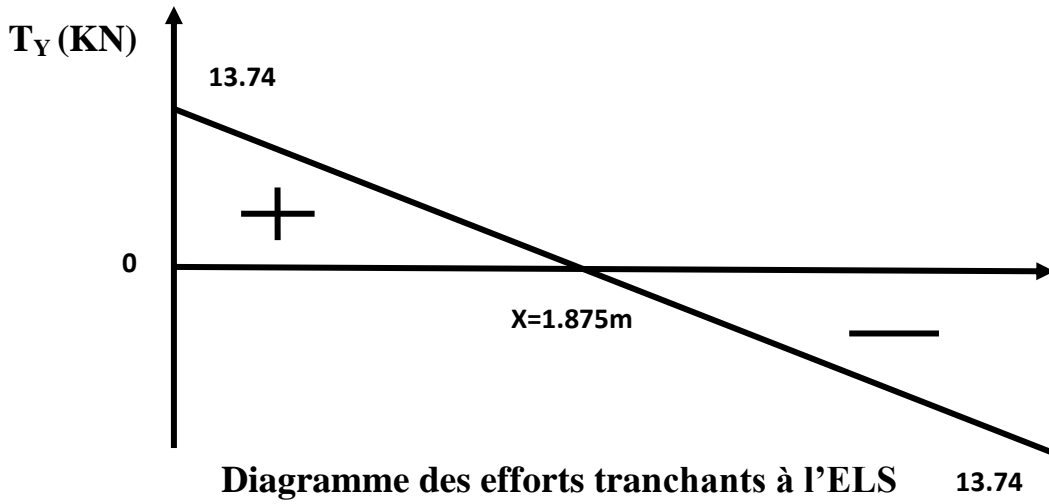
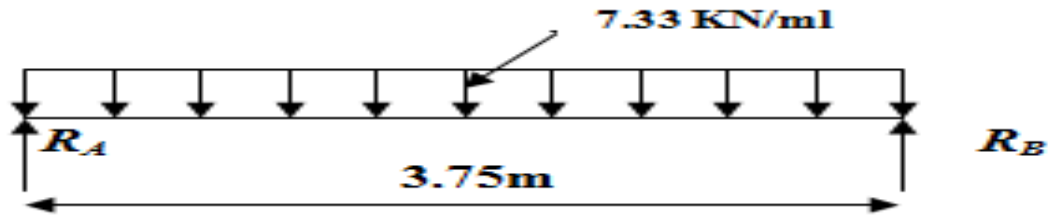


Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



III.5.7: Vérification à ELS:

a- Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{3.87 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 67.73\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 1.86\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{10.95 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 191.63\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 5.27\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{array}{l} \checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \\ \checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=30 \text{ cm} \\ L=375 \text{ cm} \\ b= 20 \text{ cm} \\ d= 28 \text{ cm} \\ M_s = 10.95 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 12.88 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS}) \\ A = 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée}) \end{array} \right.$$

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.08 > 0.0625 \implies$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \implies 0.08 > 0.0567 \implies$ **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.004 < 0.0105 \implies$ **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferrailage de la poutre de chaînage:**

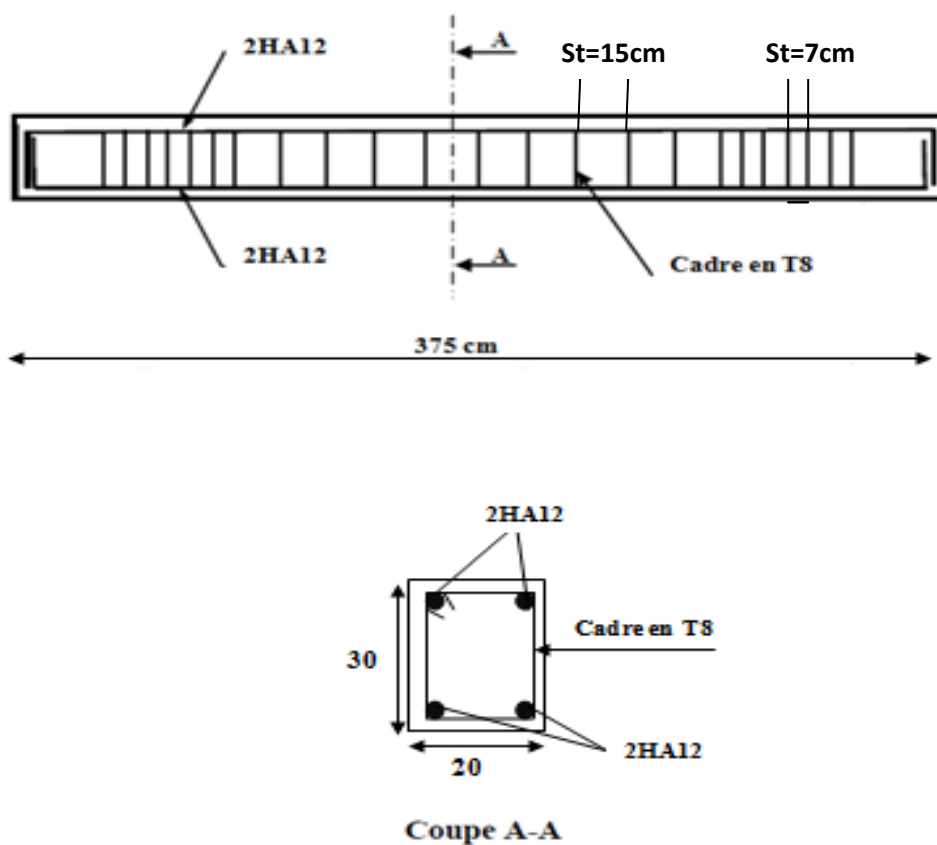


Figure III.5.3 : ferrailage de la poutre de chaînage

III.6: CALCUL DES BALCONS:

III.6.1: Introduction:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher avec un garde corps de hauteur H=1m en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

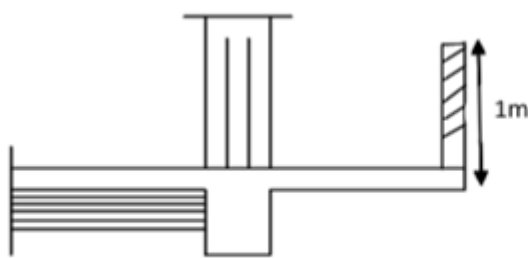
L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

➤ $e_p \geq \frac{L}{10}$

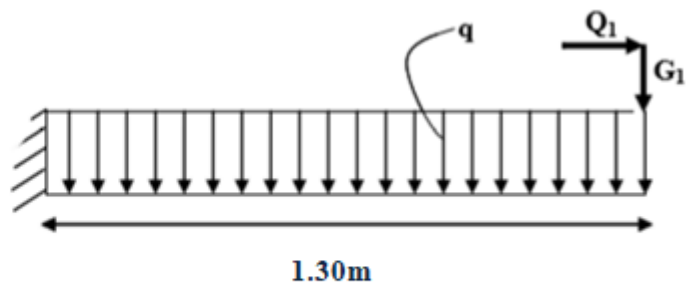
- L = 1.30m: étant la largeur du balcon.

$e_p \geq \frac{130}{10} = 13cm$

Soit: $e_p = 15 cm$



III.6.1: Coupe vertical d'un balcon



III.6.2: Schéma statique du balcon

Avec:

- q : charge pondérée de la dalle.
- $Q1$: charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps.
- $G1$: poids propre du garde corps de hauteur h=1m.

III.6.2: Détermination des différentes charges :

N°	Eléments	épaisseur	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduits ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
5	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
G total				5.61

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

- G = 5.61 kN/ml
- G1 = (0.9+2 × 0.44) × 1m = 1.78 kN/ml..... (maçonnerie+enduit ciment).
- Q1 = 1 kN/ml Charge due à la main courante .
- Q = 3.5 kN/ml (donnée par le DTR BC2.2) Charge d'exploitation du balcon.

- Combinaison de charges:

Le balcon travaille en flexion simple.

✓ **A l'ELU:**

Dalle: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.82 \text{ kN/ml}$.

Garde corps: $q_{u1} = 1.35G1 = 1.35 \times 1.78 = 2.4 \text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

✓ **A l'ELS:**

Dalle: $q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$.

Garde corps : $q_{s1} = G1 = 1.78 \text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{s2} = Q1 = 1 \text{ kN/ml}$.

III.6.3: Ferrailage du balcon:

1- Calcul du moment sollicitant:

✓ **A l'ELU:**

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$

Moment dû à poids du garde corps : $M_2 = q_{u1} \times L$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H$

Le moment total est : $M_U = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_U = 12.82 \times \frac{1.3^2}{2} + 2.4 \times 1.30 + 1 \times 1.5 = 15.45 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS:**

De même que pour l'ELU ; on trouve:

$$M_S = 9.11 \times \frac{1.3^2}{2} + 1.78 \times 1.30 + 1 \times 1 = 11.01 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des armatures à l'ELU:

a- Armatures principales:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.064 \leq \mu_l = 0.392 \quad \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0,967$ donc

$$A_{St} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.45 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 348} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm² \implies avec un espacement $St = 20 \text{ m}$

b- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2.51cm² \implies avec un espacement St=20cm

III.6.4: Vérification à l'ELU:

a- vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/modifie 99 Art 4.21):

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

A_{st}=5.65cm² > A_{min} = 1.57cm² \implies condition vérifiée

b- vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.82 \times 1.3 + 2.4 = 19.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.07 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ \implies Condition vérifiée

✓ **Remarque :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c- vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 modifie 99 /Art6.13):

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{19.07 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.40} = 0.865 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.865 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 3.15 \text{ MPa}$ \implies Condition vérifiée.

d- Longueur de scellement:

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

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

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} \quad ; \quad \text{soit } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal
 La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA:

$$l_a = 0.4 \times l_s$$

$$l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

e- vérification d'écartement des barres :

- armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 3h ; 33 \} = 33 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- armatures de répartition

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.5: Vérification à ELS:

a- Etat limite de compression du béton:

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons : $M_s = 11.01 \text{ kN}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b x d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.900 \\ K = 35.23 \end{array} \right.$$

✓ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{St}} = \frac{11.01 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 5.65} = 166.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{166.55}{35.23} = 4.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est préjudiciable : $\sigma_{st} = 166.55 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15 M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

CHAPITRE 3 CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Avec:

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

$$L=130 \text{ cm}$$

$$b= 100 \text{ cm}$$

$$d= 13 \text{ cm}$$

$$M_s = 11.01 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS})$$

$$M_0 = 15.45 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELU})$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures})$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad 0.115 > 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \quad \Longrightarrow \quad 0.115 > 0.071 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad 0.0043 < 0.0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion:

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ Remarque:

Afin de tenir compte de l'effort sismique nous avons adoptés pour la partie inférieure du balcon le même ferrailage trouvé auparavant en partie supérieure.

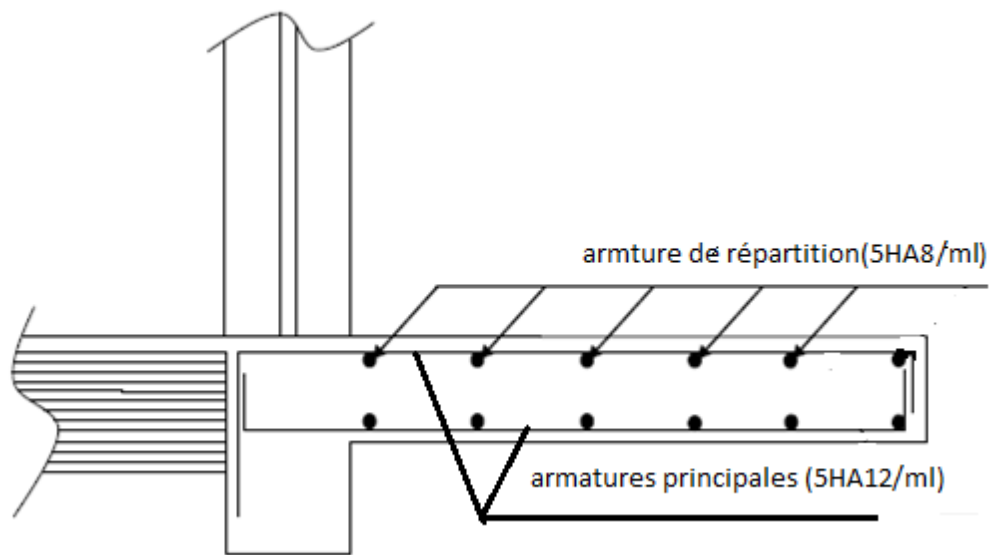


Figure III.6.3 : Ferrailage du balcon

III.7: ETUDE DE LA SALLE MACHINE:

III.7.1: Introduction:

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux.

- La surface de sa cabine est (1.85×1.65= 3.05m).
- La charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes (P = 80 KN).
- La vitesse d’entraînement est : V=1 m/s

III.7.2: Calcul à L’ELU:

1- épaisseur de la dalle:

L’épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t = \frac{L_x}{30}$$

$$h_t = \frac{165}{30} = 5.5\text{cm}$$

NB : le **RPA 2003** exige une épaisseur **ht ≥ 12cm**; on prend : **ht = 15cm**.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d’impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l’aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

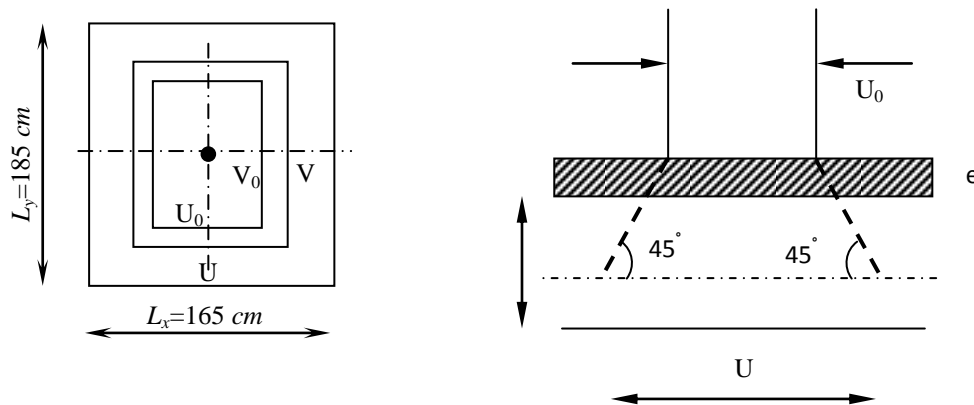


Figure III.7.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + ht \\ V = V_0 + 2\xi e + ht \end{cases}$$

Avec :

- ξ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton en le prend égal à 1).
- **ht**: épaisseur de la dalle (**ht = 15 cm**).
- **e**: Epaisseur du revêtement (**e = 0 cm**) pas de revêtement
- (**U₀×V₀**): zone dans laquelle **P** est concentrée.

$$\begin{cases} U_0 = 100\text{cm}; \\ V_0 = 120\text{cm} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} U = 100 + 0 + 15 = 115\text{cm} \\ V = 120 + 0 + 15 = 135\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y ;

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{164}{185} = \mathbf{0.88} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{0.4 \leq \rho \leq 1}$$
 ; la dalle porte dans les deux sens.

2- Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments sont donnés par les formules suivantes:

$$\begin{cases} M_x = P (M1 + v.M2) \\ M_y = P (M2 + v.M1) \end{cases}$$

Avec:

M1 et M2 : coefficients à déterminer à partir des abaques de **PIGEAUD**, en fonction des rapports :

$$\frac{l_x}{l_y} ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y}$$

v : coefficient de poisson ; à l'ELU $v = 0$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{115}{165} = \mathbf{0.7} \qquad \frac{v}{l_y} = \frac{135}{185} = \mathbf{0.7}$$

Du tableau :

$$\begin{cases} M1 = 0.072 \\ M2 = 0.067 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35P \times M1 = 1.35 \times 80 \times 0.072 = \mathbf{7.776 \text{ kN.m}} \\ M_{y1} = 1.35P \times M2 = 1.35 \times 80 \times 0.067 = \mathbf{7.236 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

3- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \text{ qu } L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Après interpolation on trouve :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

- ✓ Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = \mathbf{3.75 \text{ kN/ml}}$
- ✓ La charge d'exploitation Q est prise égale à $\mathbf{1 \text{ kN/ml}}$
- ✓ $qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = \mathbf{6.563 \text{ kN/ml}}$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0478 \times 6.563 \times (1.65)^2 = \mathbf{0.854 kN.m} \\ M_{y2} = 0.740 \times 0.854 = \mathbf{0.632 kN.m} \end{cases}$$

4- Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.776 + 0.854 = 8.630 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.236 + 0.632 = 7.868 \text{ kN.m} \end{cases}$$

5- Ferrailage de la dalle:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle isolée (pas d'autres panneaux sur son contour, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0,85 en travée suivant les deux sens.
 - 0,30 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs.

• **Dans le sens de la petite portée (lx):**

✓ **En travée:**

$$M_u = 0.85M_x = 0.85 \times 8.630 = \mathbf{7.34 \text{ kN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau $\beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{7.34 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A_{st}=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm**

✓ **En appuis:**

$$M_u = 0.3M_x = 0.3 \times 8.630 = \mathbf{2.59 kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau: $\beta = 0.995$

$$A_t = \frac{2.59 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A_t=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm**

• **Dans le sens de la grande portée (ly):**

✓ **En travée :**

$$M_u = 0.85M_y = 0.85 \times 7.868 = \mathbf{6.69 \text{ kN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau : $\beta = 0.986$

$$A_t = \frac{6.69 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (At=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm**

✓ **En appuis :**

$$M_u = 0.3M_x = 0.3 \times 8.630 = \mathbf{2.59 \text{ kN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau $\beta = 0.995$

$$A_t = \frac{2.59 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (At=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm**

III.7.3: Vérification à L'ELU:

1- **Condition de non fragilité (BAEL91version99/Art B.7.4) :**

• **Suivant (lx) :**

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times S \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = \frac{\rho_0}{2} \times b \times h_t \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

ρ_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton. = 0,0008 (Acier HA Fe400).

$$A_{\min} = \frac{0.0008}{2} \times 100 \times 15 \times \left(3 - \frac{165}{185}\right) = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2 < A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Suivant (ly) :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Au final : La section d'armatures choisie est suffisante dans les deux sens.

2- **Ecartement des barres (BAEL91version99/Art A.8.2,42):**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3- Condition de non poinçonnement (BAEL91version99/Art A.5.2,42):

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

- Qu : charge de calcul à L'ELU
- ht : épaisseur totale de la dalle
- Uc : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen
- Uc = 2(U+V) = 2(1.15+1.35) = 5m

$$q_u = 1.35 \times 80 \leq 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

qu = 180 kN < 562.5 kN \implies **Condition vérifiée.**

4- Vérification des contraintes tangentielles:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \min \{ 3.33MPa; 5MPa \} = 3.33MPa$$

✓ Au milieu de u, on a : (u < v)

$$V_u = \frac{P}{3V}$$

$$V_u = \frac{80}{3 \times 1.35} = 19.75KN$$

✓ Au milieu de v, on a : (u < v)

$$V_v = \frac{P}{2U + V} = \frac{80}{2 \times 1.15 + 1.35} = 21.92KN$$

$$\tau_u = \frac{21.92 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.17MPa$$

$\tau_u = 0.17MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \implies$ **Condition vérifiée.**

III.7.4: Calcule à l'ELS:

1- Moments engendrés par le système de levage :

A L'ELS: v = 0.2

$$\begin{cases} M1 = 0.0556 \text{ kN.m} \\ M2 = 0.0418 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 80(0.0556 + 0.2 \times 0.0418) = 5.117 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0556 + 0.0418) = 4.234 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2- Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \rho = 0.8 ; \nu = 0.2 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.7866 \end{cases}$$

$$q_s = G+Q = 3.75+1 = 4.75 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0531 \times 4.75 \times (1.65)^2 = \mathbf{0.687 \text{ kN.m}} \\ M_{y2} = 0.7866 \times 0.687 = \mathbf{0.540 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

3- Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = 5.117+0.687 = 5.804 \text{ kN.m} \\ M_y = 4.234+0.540 = 4.774 \text{ kN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle isolée (pas d'autres panneaux sur son contour, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients:

- 0,85 en travée suivant les deux sens.
- 0,30 aux appuis.

III.7.5 : Verification a l'ELS:

a- Vérification de la contrainte de compression dans le béton:

1- Sens lx :

✓ **En travée :**

$$M_s = 0.85M_x = 0.85 \times 5.804 = 4.93 \text{ kN.m} ; A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 921 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4.93 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 131.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{131.13}{48.29} = 2.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3M_x = 0.3 \times 5.804 = 1.74 \text{ kN.m} ; A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 0.921 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{1.74 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 42.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{42.28}{48.29} = 0.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

2- Sens ly :

✓ En travée :

$$M_s = 0.85M_y = 0.85 \times 4.774 = 4.058 \text{ kN.m}, \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 0.921 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4.058 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 107.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{107.94}{48.29} = 2.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$M_s = 0.3M_x = 0.3 \times 5.804 = 1.74 \text{ kN.m}; \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 0.921 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{1.74 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 46.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.28}{48.29} = 0.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b- Etat limite de fissuration:

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

c- Vérification de la flèche :

D'après (BAEL.91/modifier99 Art. B.7.5) on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20 M_x} ; \quad \frac{Ax}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{0.15}{1.65} = 0.091 > \frac{M_{xt}}{20 M_x} = \frac{5.804}{20 \times 4.93} = 0.059 \implies \text{condition vérifiée} \\ \frac{Ax}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \implies \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 2 conditions sont vérifiées.

- Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine:

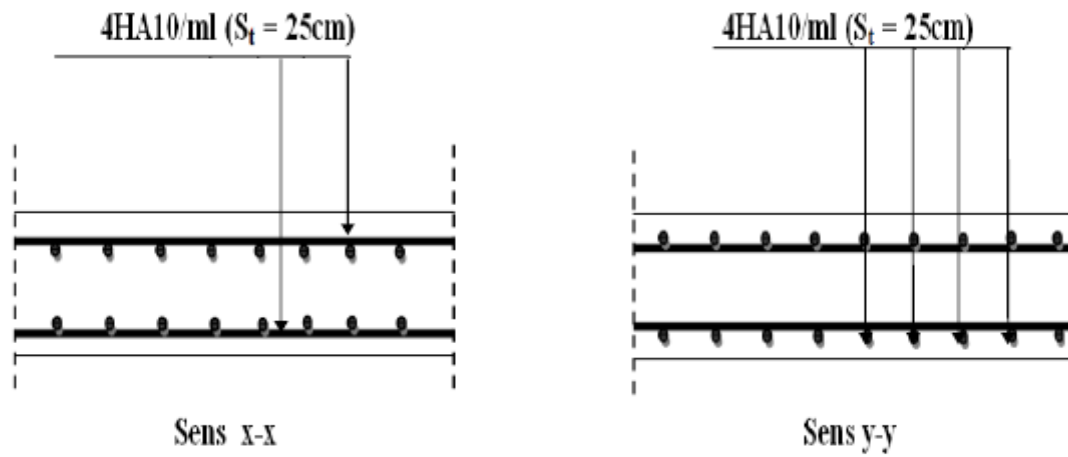
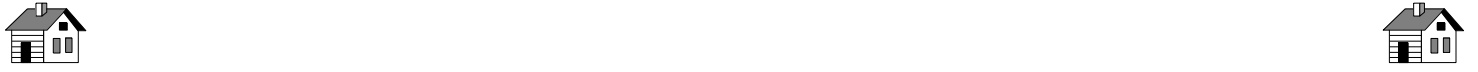


Figure III.7.3: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine



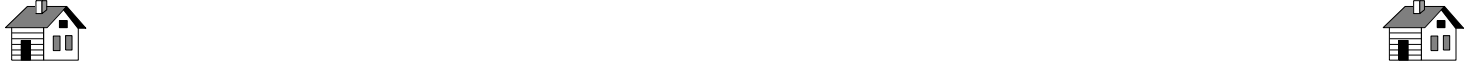
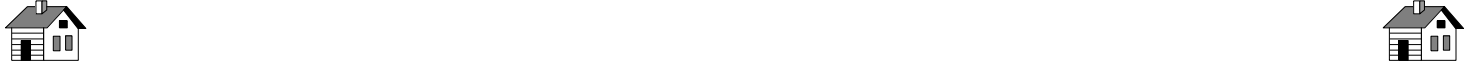
CHAPITRE 4 :



MODÉLISATION DE



LA STRUCTURE



IV.1: Introduction:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

IV.2: Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques est statique
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

IV.3: Etapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 version 2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

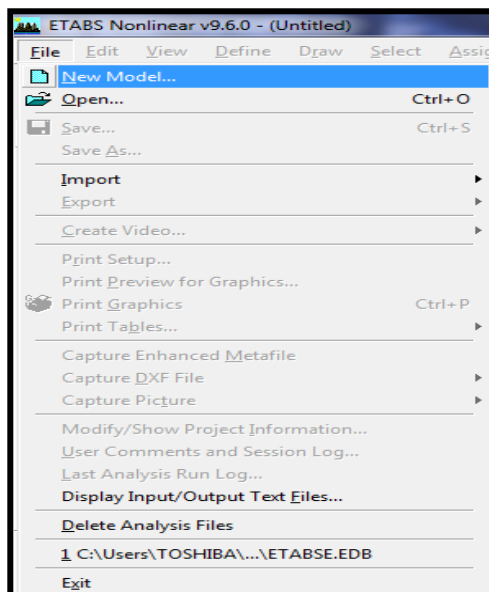
a- Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail

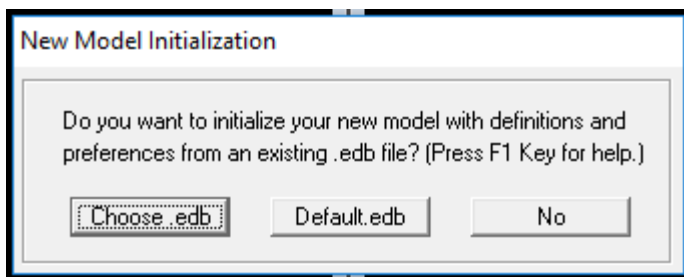


b- Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

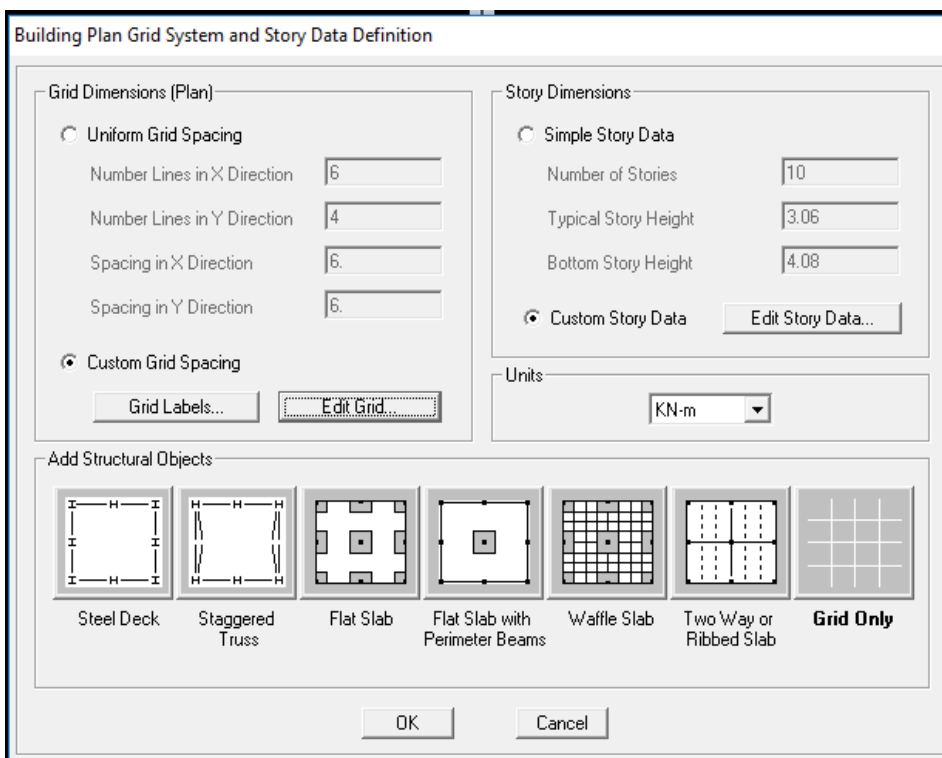


La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



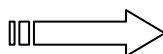
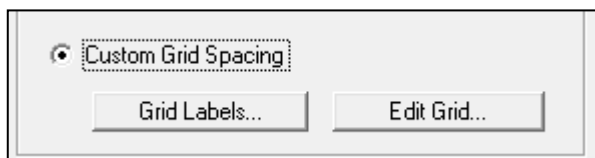
La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de lignes suivant x-x.
- ✓ Le nombre de lignes suivant y-y.

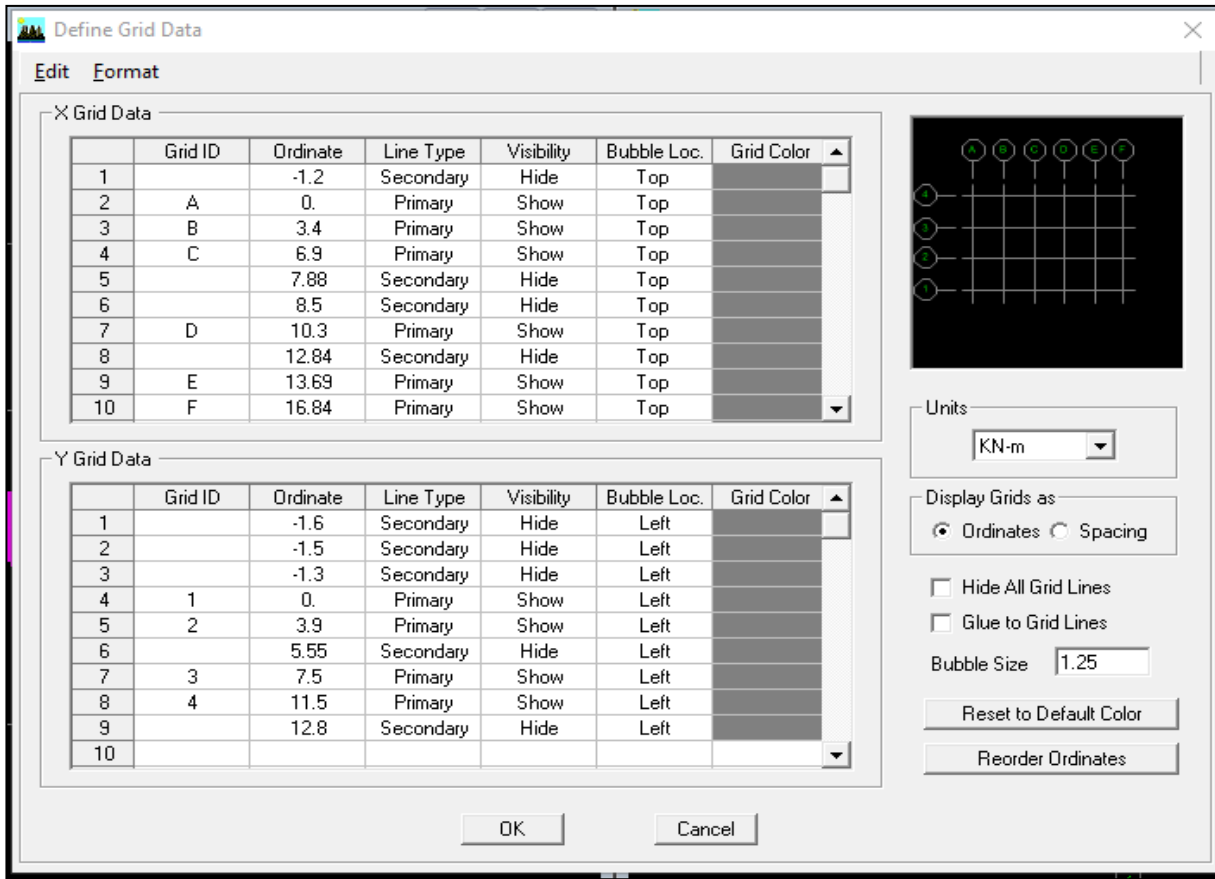


c- Modification de la géométrie de base:

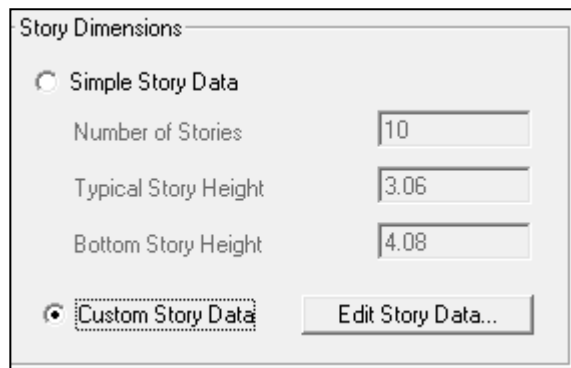
On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**



On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages
 On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	DSM	2.77	34.39	Yes		No	0.
11	PEC8	3.06	31.62	Yes		No	0.
10	PEC7	3.06	28.56	No	S/SOL	No	0.
9	PEC6	3.06	25.5	No	S/SOL	No	0.
8	PEC5	3.06	22.44	No	S/SOL	No	0.
7	PEC4	3.06	19.38	No	S/SOL	No	0.
6	PEC3	3.06	16.32	No	S/SOL	No	0.
5	PEC2	3.06	13.26	No	S/SOL	No	0.
4	PEC1	3.06	10.2	No	S/SOL	No	0.
3	RDC	3.06	7.14	No	S/SOL	No	0.
2	S/SOL	4.08	4.08	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

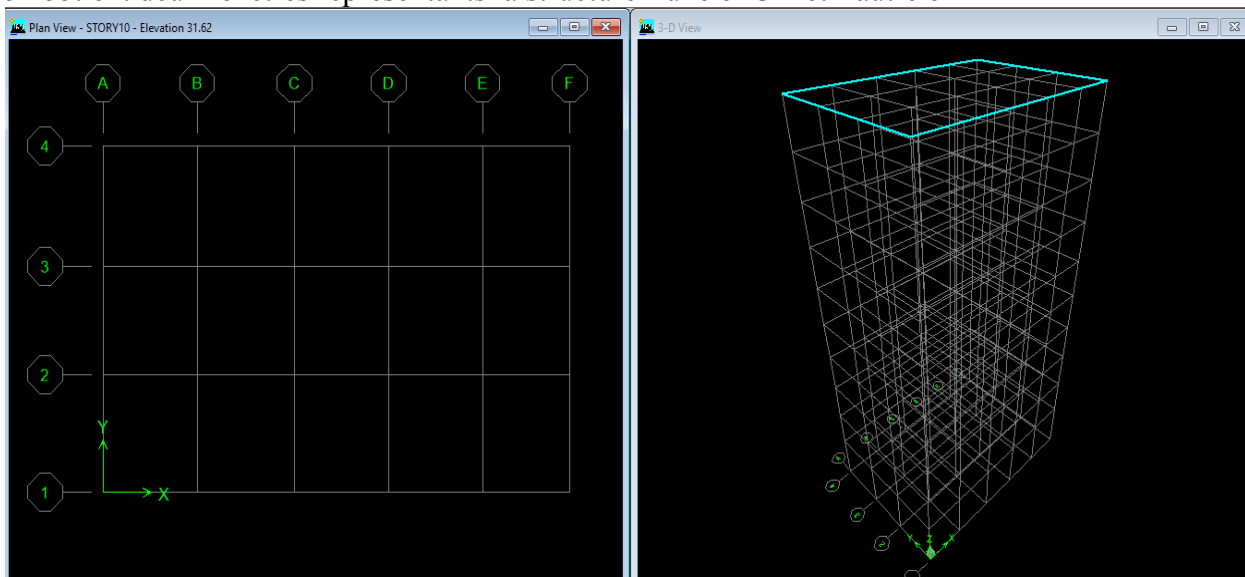
Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

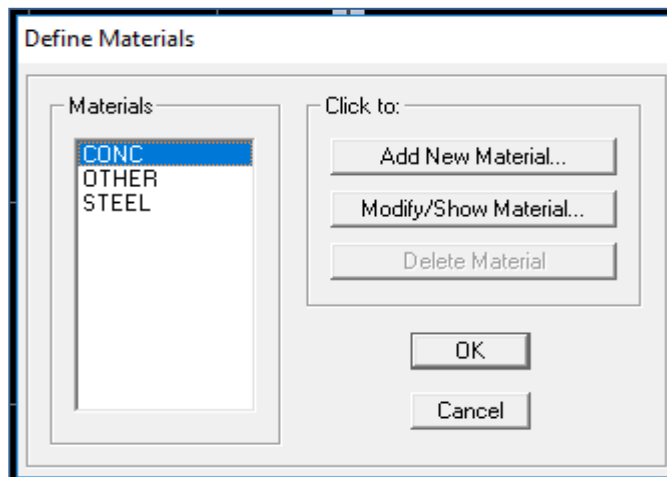
Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D



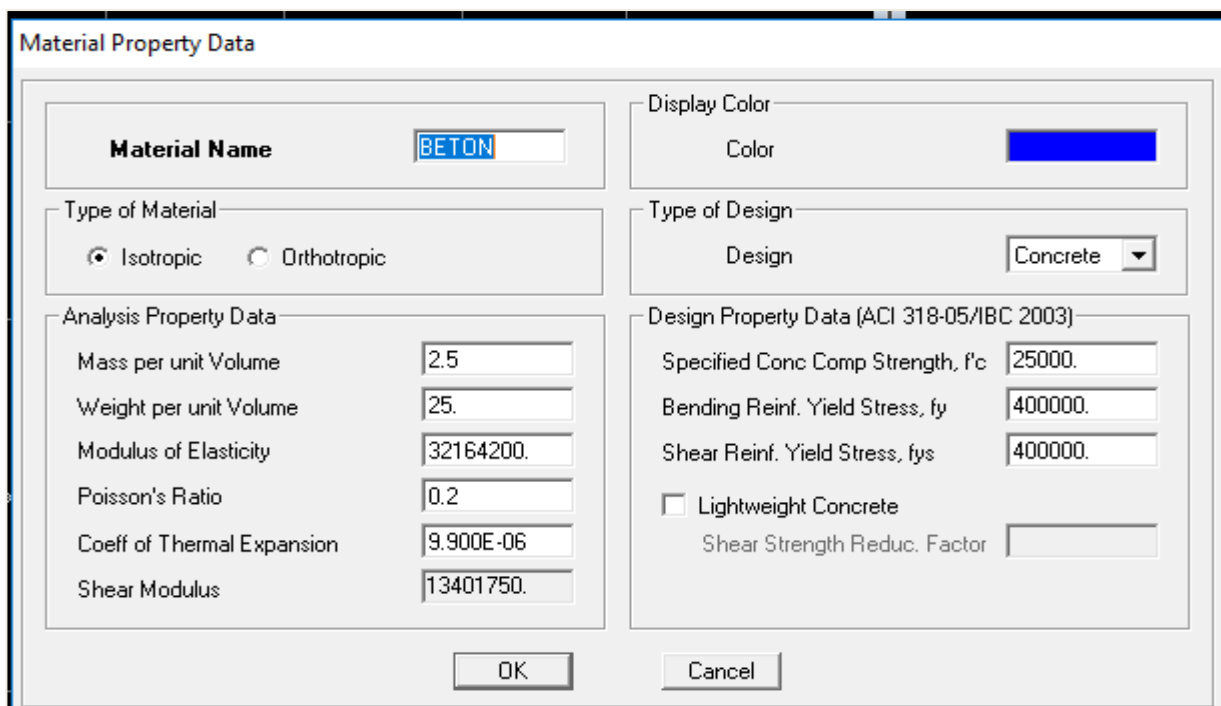
Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

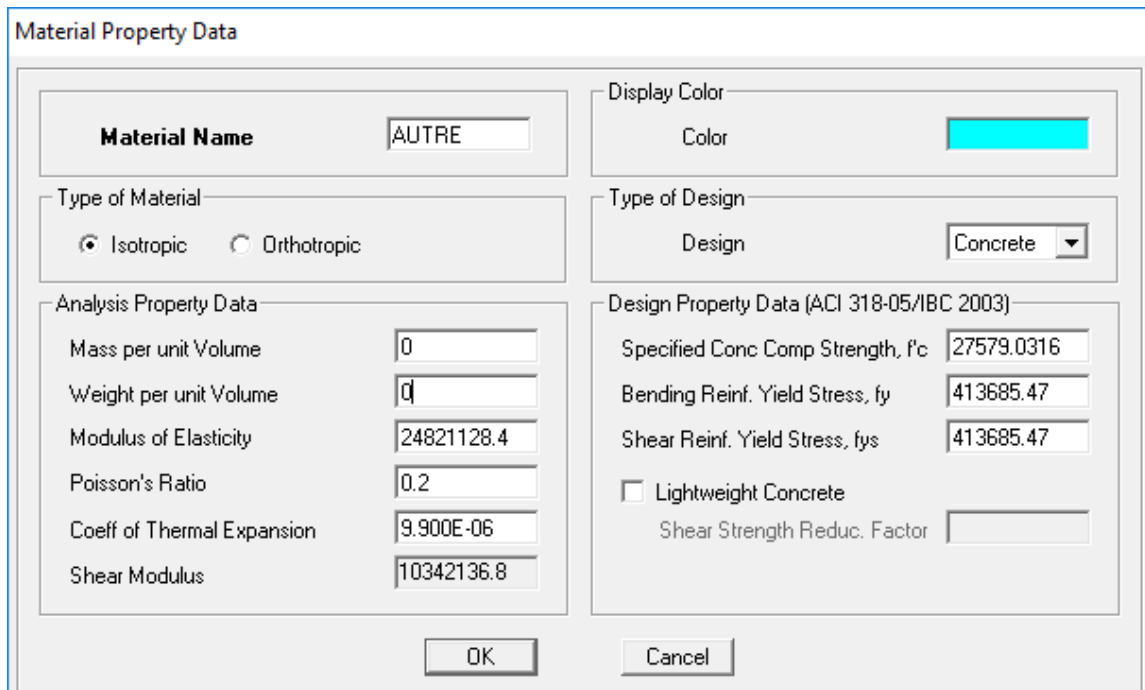
Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define → Materiales properties → CONC → Modify/Show Material



Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés





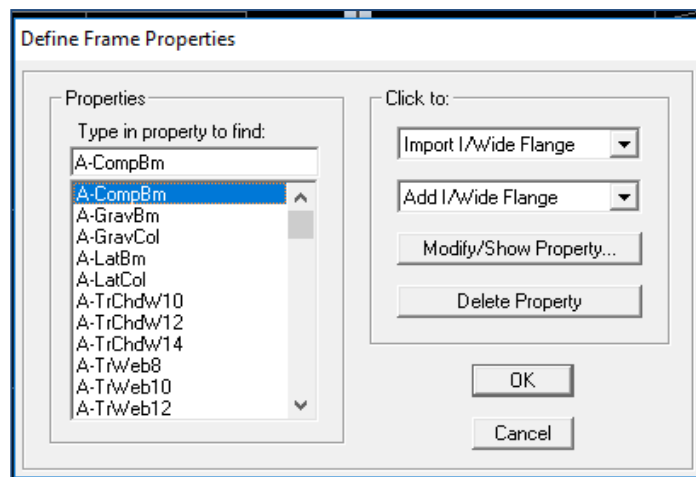
Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc) :

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

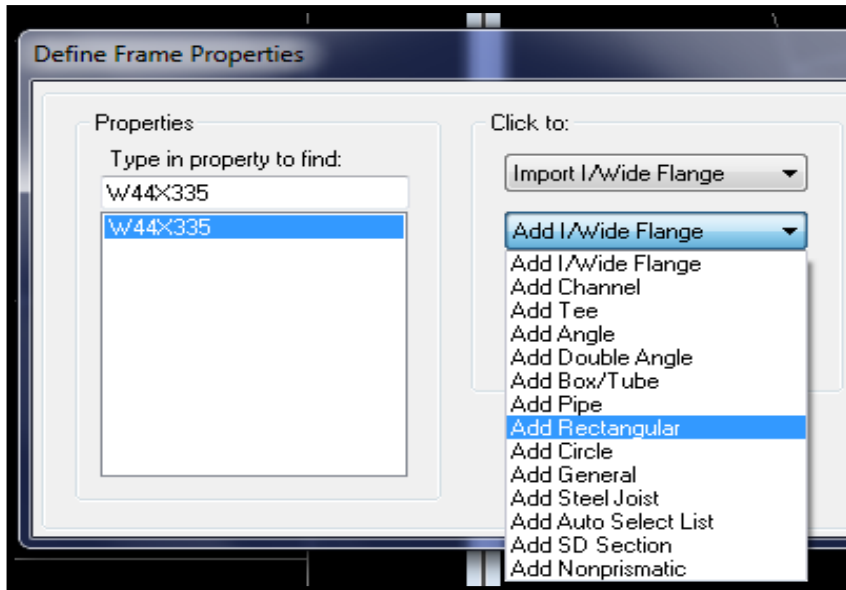
Poutres, poteaux et poutrelle

Defin → **Frame sections**

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**

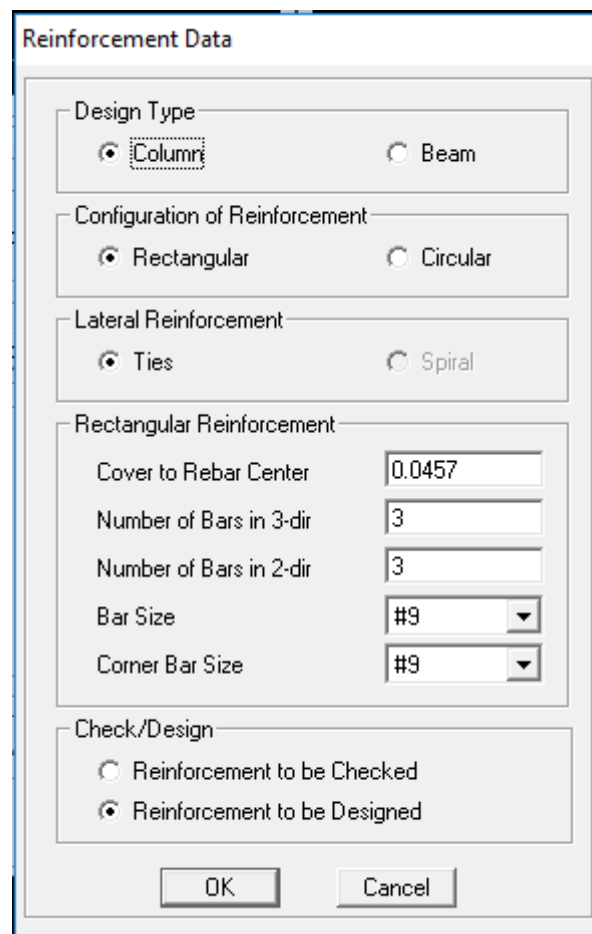
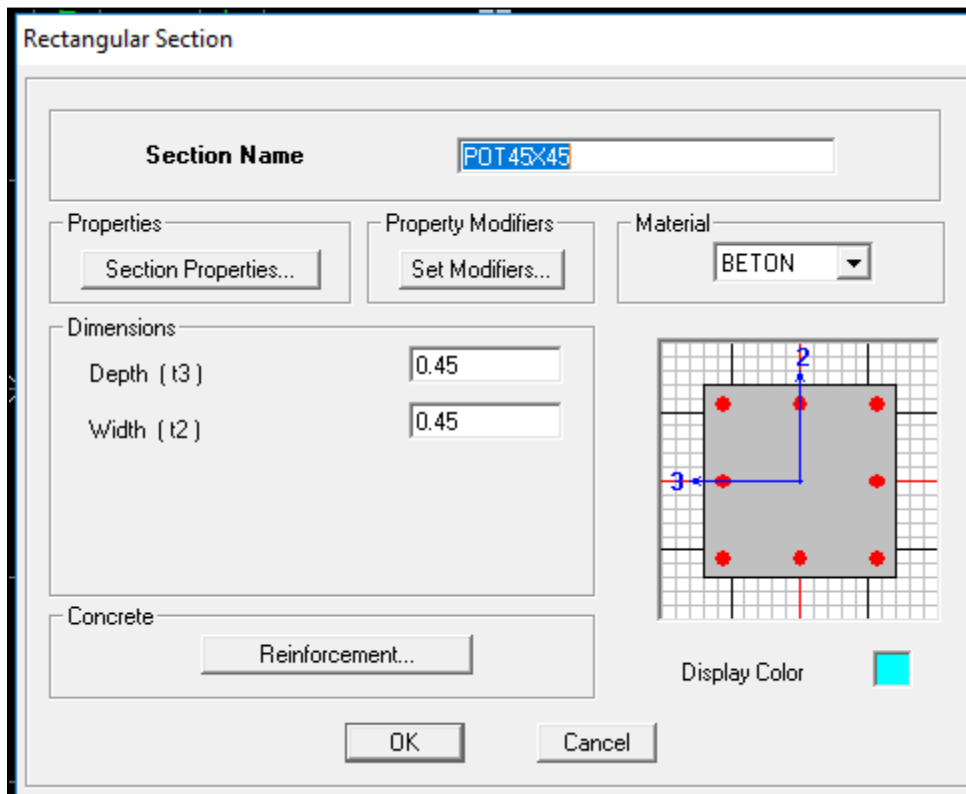


Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add Rectanguler**



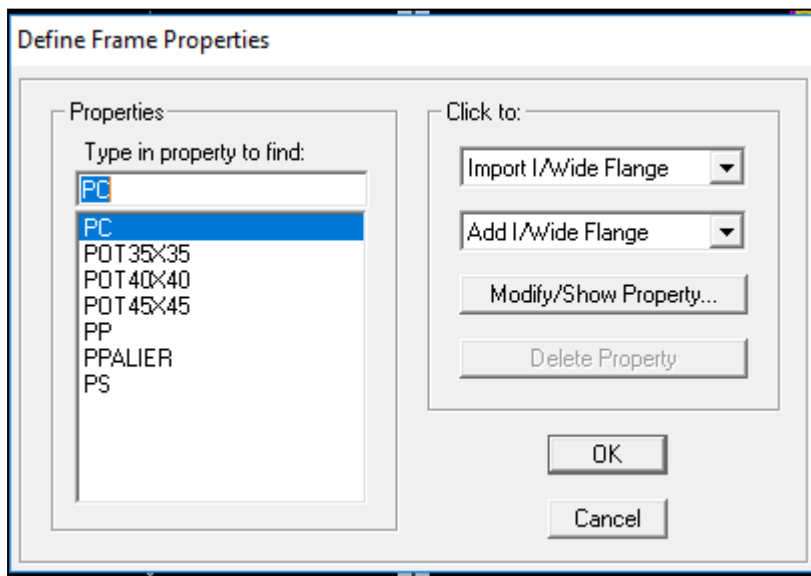
La fenêtre ci-dessous va s'afficher et les valeurs à introduire varieront selon que se sois des

- Poutres principales 30x35cm²
- Poutre secondaire 30x30 cm²
- Poutres de chaînage 20x30 cm²
- Poteaux 45x45 cm²
- Poteaux 40x40 cm²
- Poteaux 35x35 cm²



Remarque :

Pour les poutres la même chose que les poteaux, sauf qu'au lieu de cocher sur **column** en coche sur **beam**.

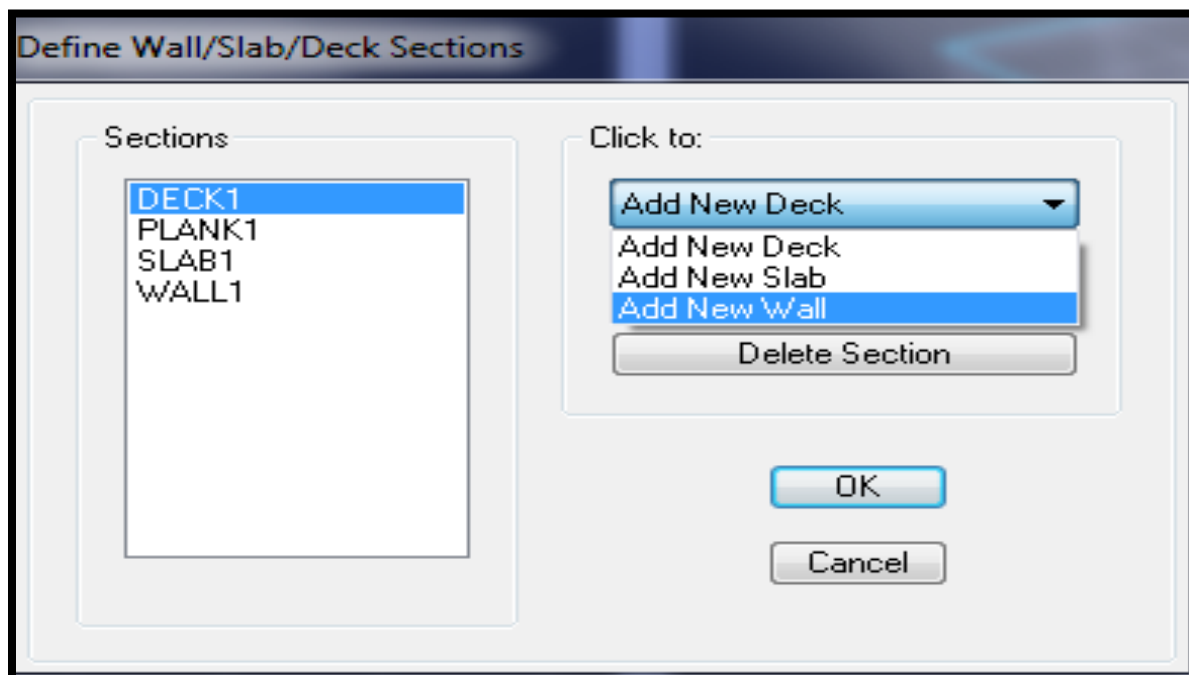


SLAB= Dalles

WALL = Voiles

DECK= Plancher Collaborant

❖ *Dalle pleines, voiles et raidisseur*
 Define → Wall/slab/Deck Sections



Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Display Color

Dimensionnement des voiles

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Display Color

Dimensionnement des dalles

Dimensionnement du raidisseur

Remarque : C'est la même étape pour la dalle PET

+ Pour les balcons :



Clique avec bouton droit sur l'espace du travail

Edit Grid Data → **Add New System**

Après Ok → Ok

Etape 04: affectation des éléments défini au model:

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

 *Pour les poteaux* 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- Entre so l- RDC -01^{er} étage :45x45 cm²
- 02 -03 -04 étage :40x40 cm²
- 05-06-07-08-09 étage :35x35 cm²

Properties of Object	
Property	POT40x40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

Properties of Object	
Property	POT35x35
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

Properties of Object	
Property	POT45x45
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

 *Pour les poutres* 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

- Poutre principale 30x35
- Poutre secondaire 30x30

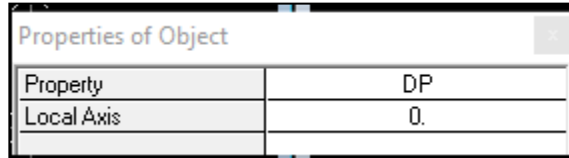
Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PS
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

✚ Pour les dalles pleines : 

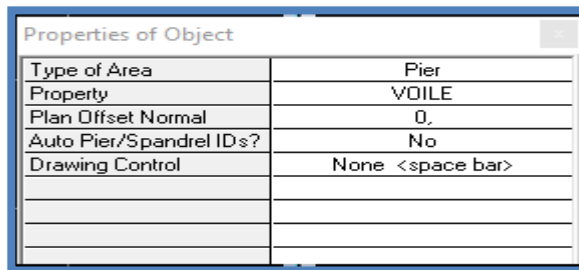
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP**.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

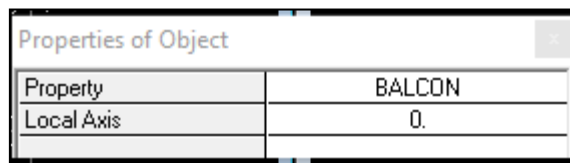
✚ Pour les voiles 

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans **Property VOILE**



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

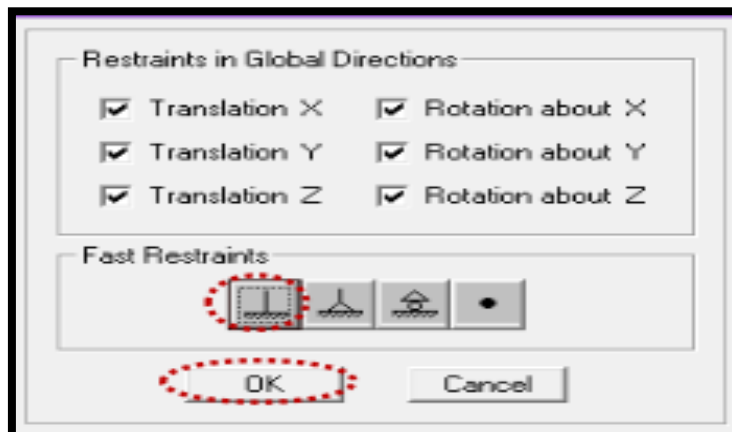
✚ Pour les balcons rectillage  dans la boite de dialogue



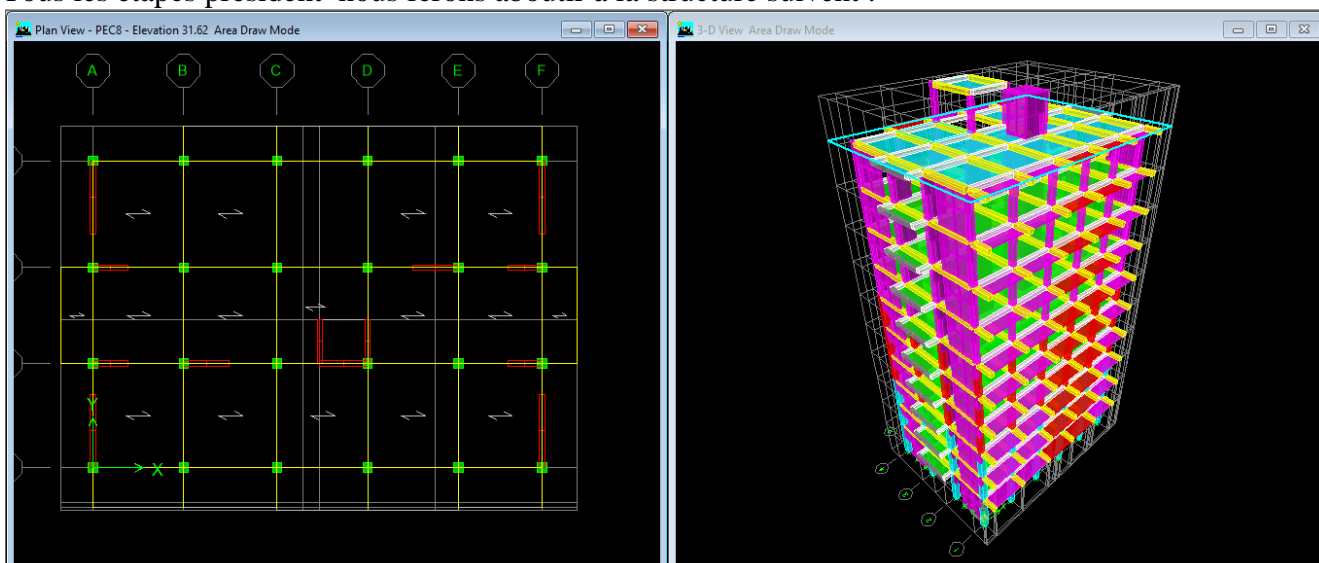
Remarque :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône


La fenêtre suivante s'affiche

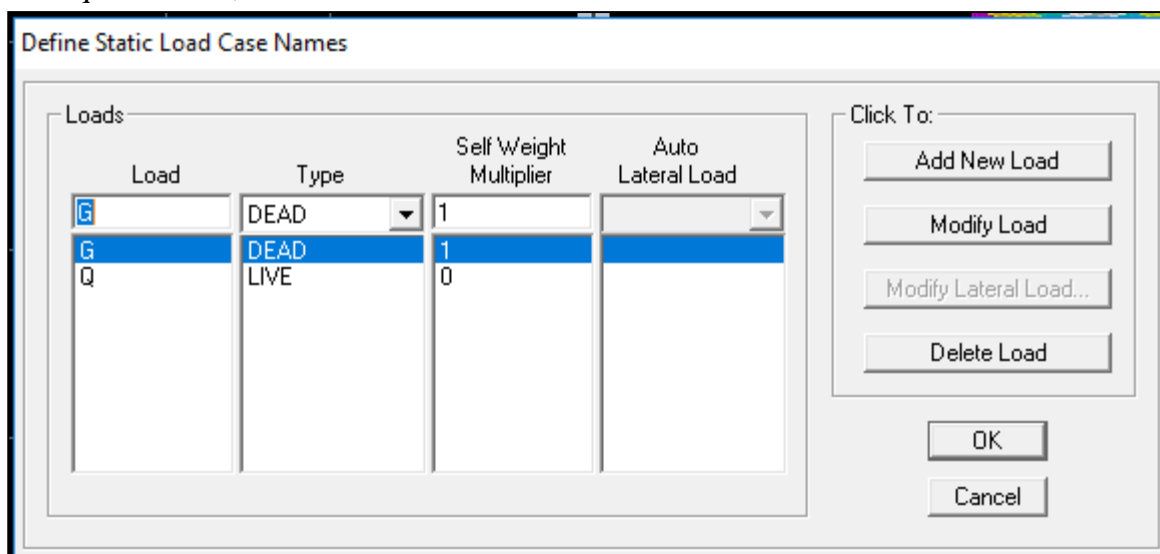


Tous les étapes précédent nous ferons aboutir à la structure suivante :



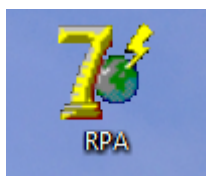
Etape 05: Définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** → **Static Load Cases**



Etape 06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l’utilisation du logiciel de calcul RPA99 On ouvre le logiciel en cliquant sur l’icône



On introduit les données dans leurs cases respectives:

- Zone II_a: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S₃: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond , est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs et du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure.

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est repris uniquement par les voiles

- Facteur de qualité

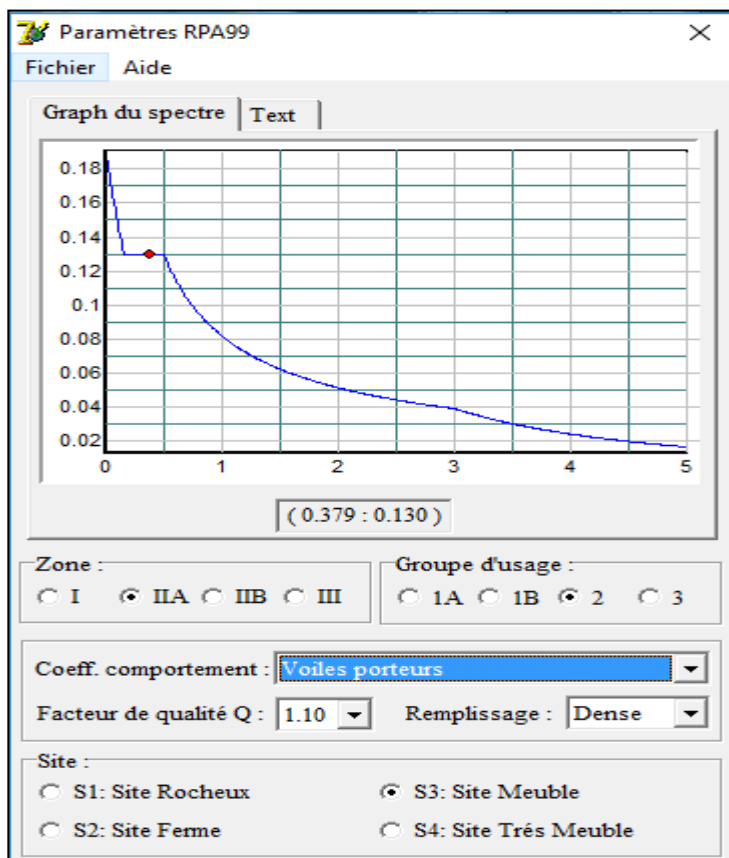
$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (\text{Art 4-4 RPA 99 version 2003})$$

Avec P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est ‘satisfait’ ou ‘non’ sa valeur est donnée dans le tableau si dessous:

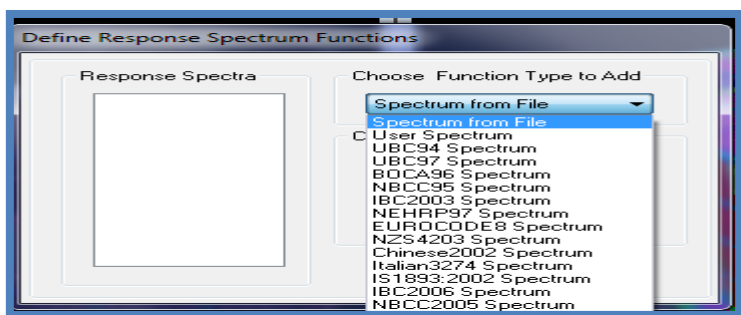
Critère q	Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05
TOTAL		1.10

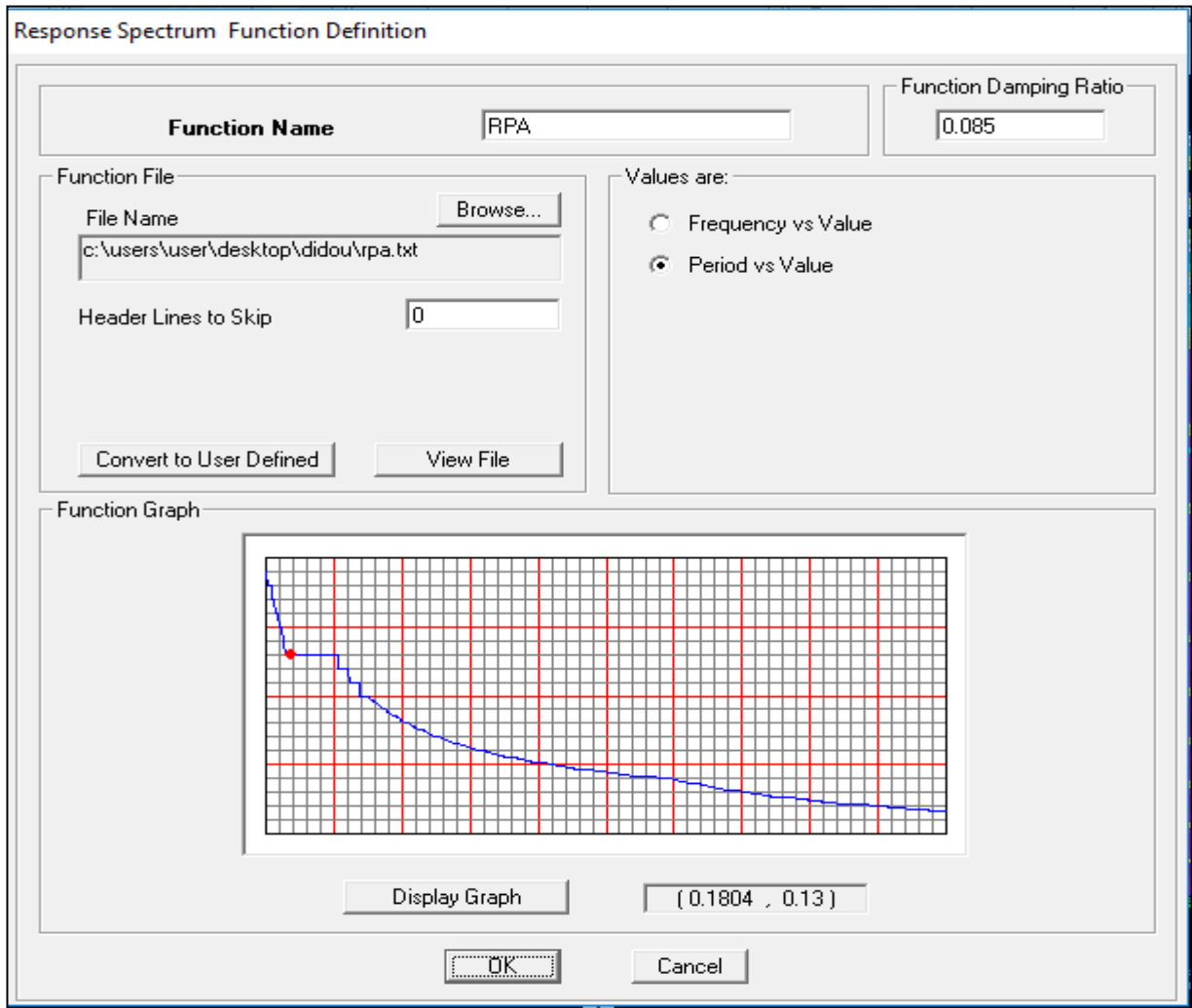
Tableau IV.1: critère de qualité « q »

On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur
Define → **Reponse Spectrum Function** → **Spectrum from file**

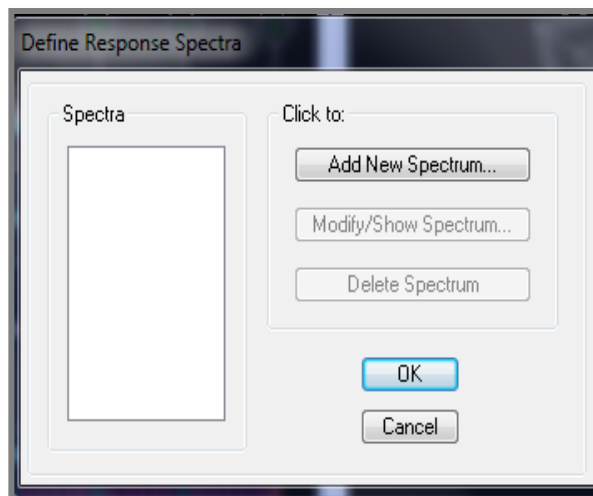




Étape 07: Définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** case au bien 



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: EY

Structural and Function Damping
Damping: 0.085

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1: f2:

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle: 0.

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 Override Diaph. Eccen.:

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: EX

Structural and Function Damping
Damping: 0.085

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1: f2:

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle: 0

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 Override Diaph. Eccen.:

➤ **Définition de la masse sismique** 

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99version 2003})$$

Avec :

W: poids dû aux charges permanentes

W_i: poids de l'étage i

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi}: Charges d'exploitation

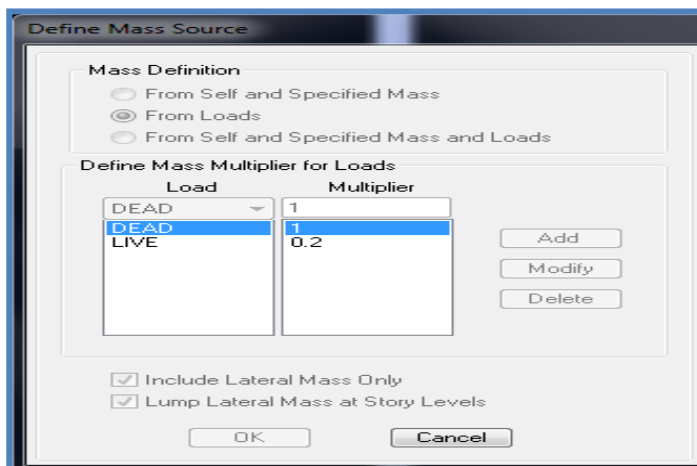
β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV: Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$
On introduit ces masses dans *ETABS* en passe par si étape

Define → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ **Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Set Plain View → **STORY 1** → **OK**

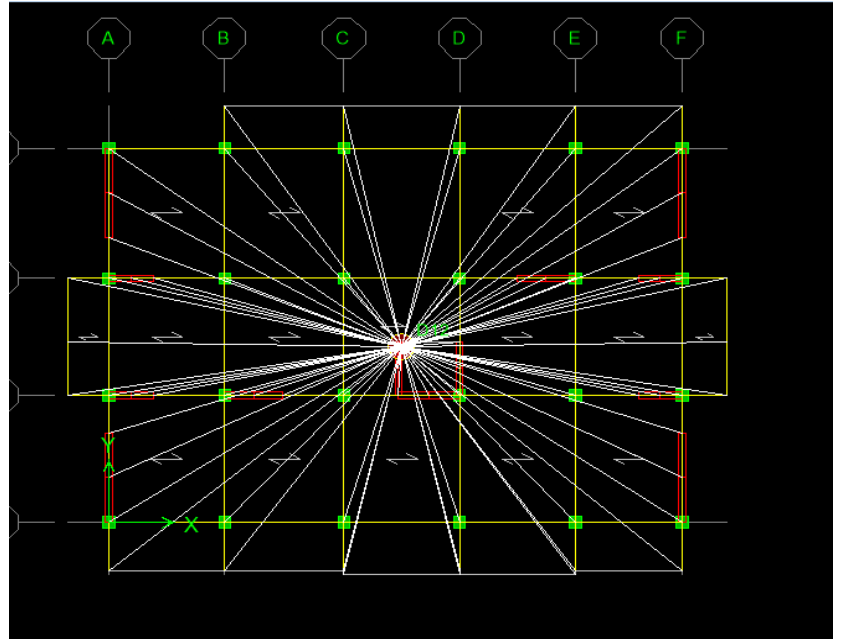
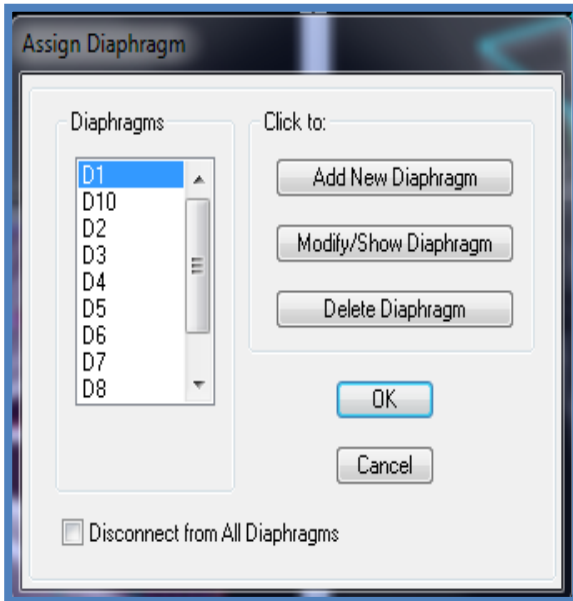
Sélections de la vues en plan du premier étage

Define → **Diaphragm** → **OK**

Le premier diaphragme apparaît alors

Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur

Add New Diaphragm puis en clique sur OK pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.



Étapes 08: Chargement des éléments:

Terrasse } $G=5.83\text{kN/m}^2$
 $h=3.06$ } $Q=1\text{KN/m}^2$

Dalle } $G= 0 \text{ kN/m}^2$
 salle } $Q=1 \text{ KN/m}^2$
 Machine }

Etage } $G=5.56\text{kN/m}^2$
 courant } $Q=1.5\text{KN/m}^2$
 $h=3.06$ }

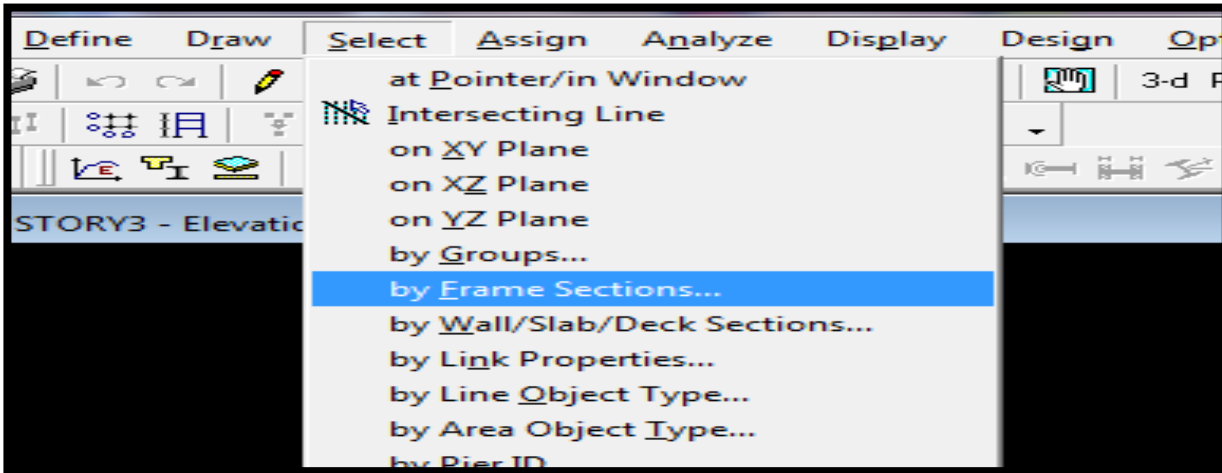
Balcon } $G=1.86\text{kN/m}^2$
 } $Q=3.5\text{KN/m}^2$

Par la méthode de bardage:

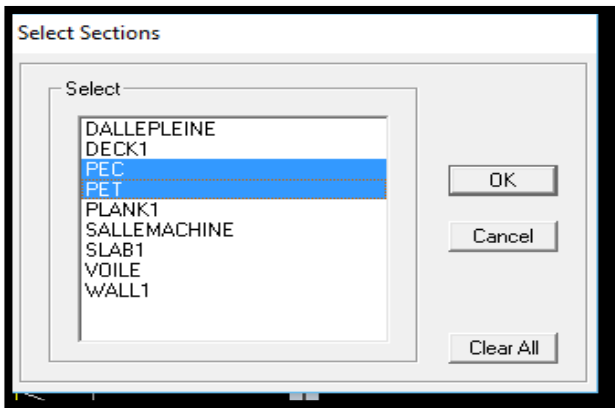
- **Dalle plane** $G_t=5.61\text{KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$
 $g=G-(e \times 25)=5.61-(0.15 \times 25)=1.86 \text{ KN/m}^2$
 $q=3.5 \text{ KN/m}^2$

Remarque : la même chose pour la dalle de salle machine

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection les planchers et poutres secondaires




On sélection les poutres secondaire est les poutrelles puis OK



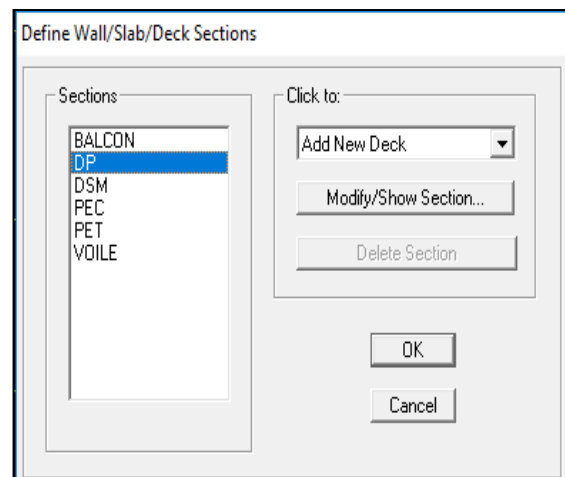
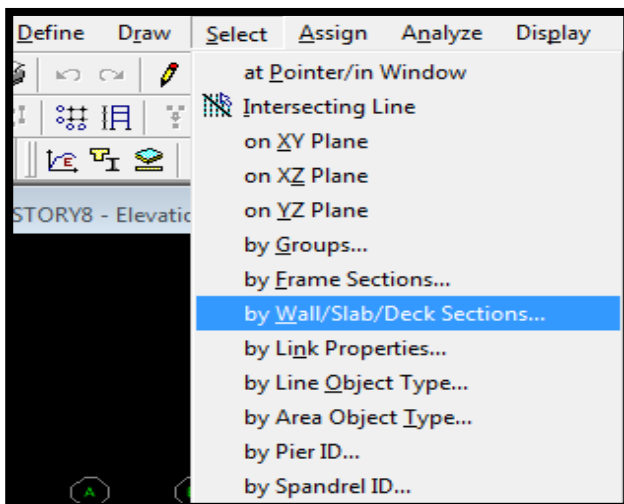
✚ Pour charger les planchers:

Assign ———> Shell/area /loads ———> Uniform

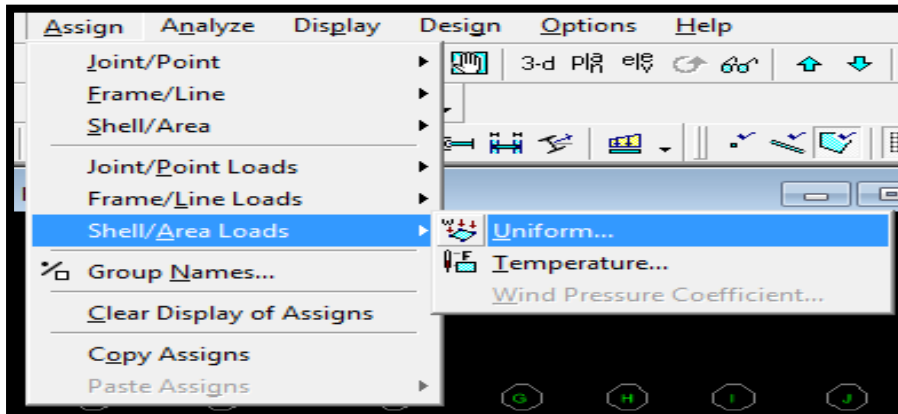
Ou bien avec l'icone 

Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit:

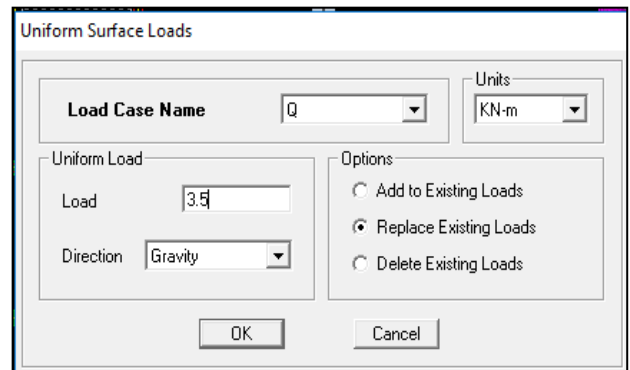
Select ———> by Wall/Slab/Deck Sections, on selectionne dalle pleine et on valide



Assign —> Shell/Area Loads —> Uniform



Et on introduit les valeurs des charges et surcharges de la dalle pleine



Étape 09: introduction des combinaisons d'actions :



◆ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

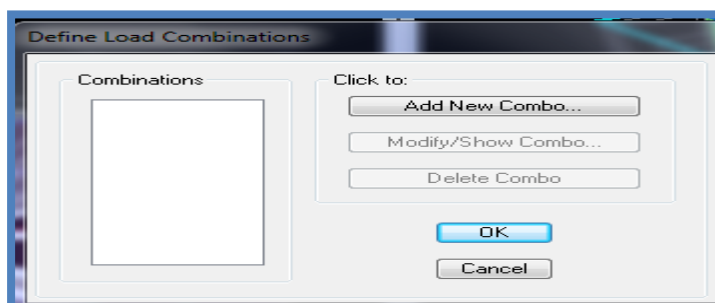
GQE : $G+Q±E$

08GE : $0.8G±E$

Pour les introduire dans le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

Define —> Load combinations —> Add New Combo

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur **Add New Combo**



On introduit les non des combinaisons et le facteur multiplicateur

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: ELS

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: EQEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EX Spectra	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: D8GEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

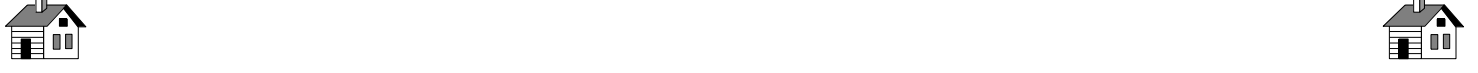
Case Name	Scale Factor
G Static Load	0,8
G Static Load	0,8
EX Spectra	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel



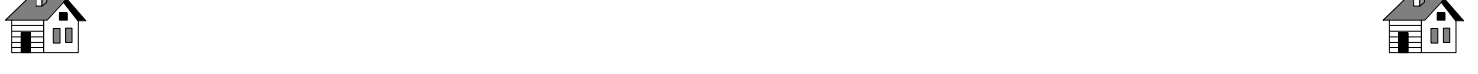
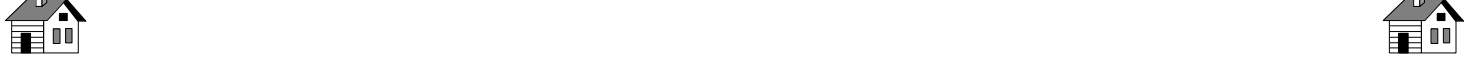
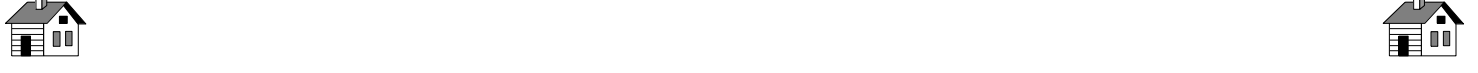
CHAPITRE 5 :



VÉRIFICATION DES



CONDITIONS DU RPA



V.1: Introduction:

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période
2. Justification du système de contreventement.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. L'effort normal réduit.

V.2: Méthodes de calcul:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

V.3: Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**a) Condition sur la hauteur :**

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas
65m en zone II_a et II_b
30m en zone III

b) Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

c) Condition complémentaire :

On zone II_a II_b

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec $H < 23$ m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec $H < 17$ m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec $H < 10$ m

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

V.4- Spectre de réponse de calcul.

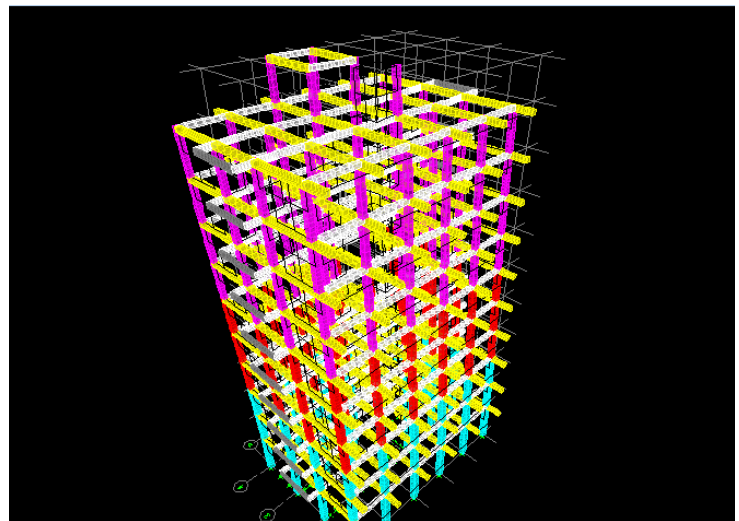
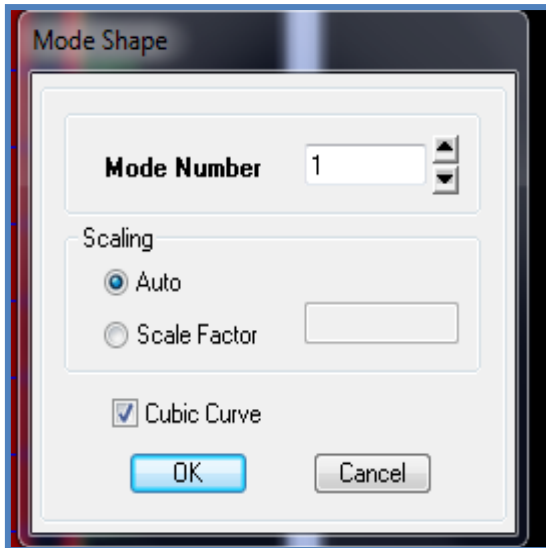
Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

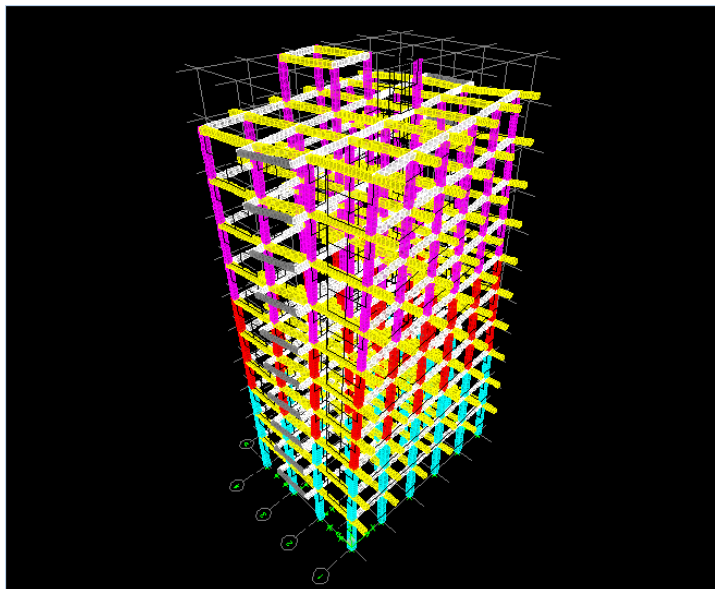
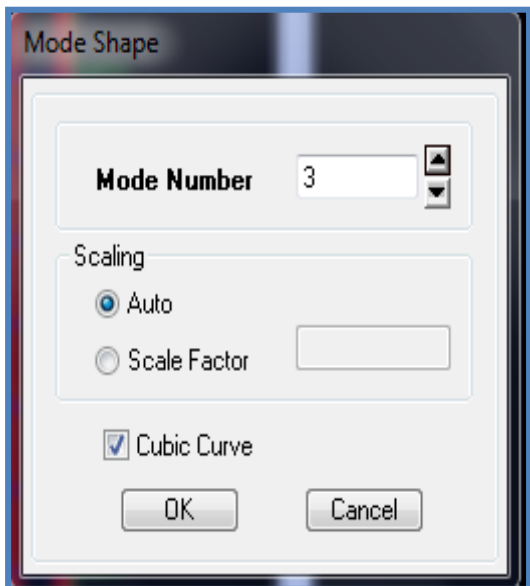
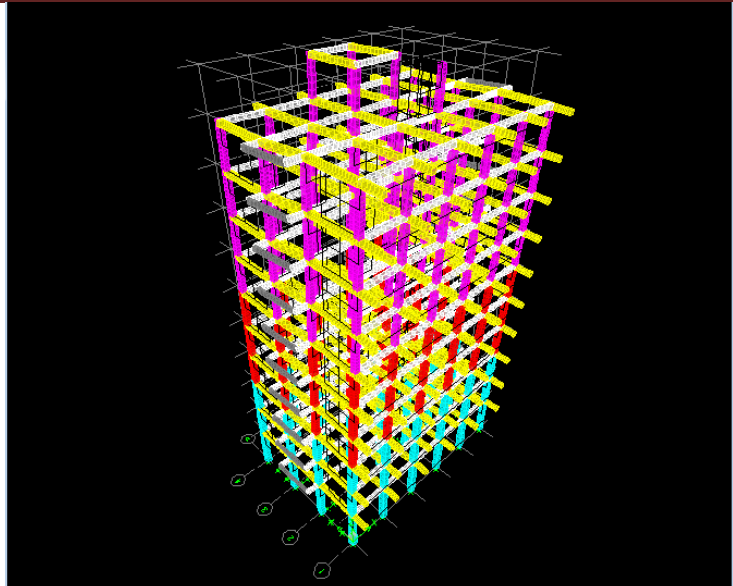
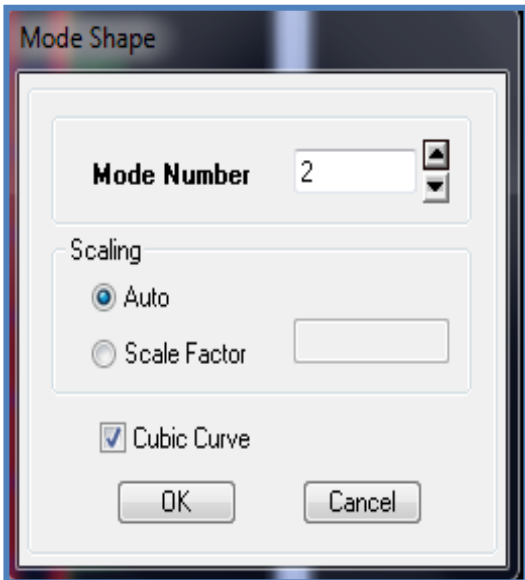
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Display —————> **Show Mode Shape**





V.5: Vérification des conditions du RPA:

1-Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée de la formule :
 le RPA 2003 donne une formule empirique suivante : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ (4-6 RPA2003)

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} h_n: \text{Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).} \\ Ct : \text{coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est} \\ \text{donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003). } Ct=0.05. \end{array} \right.$

$$T = 0.05 \times 34.27^{\frac{3}{4}} = 0.708 \text{ s}$$

✓ **Détermination de la période par ETABS :**

Display → **Show tables** → **Modal information** → **Building modal information**

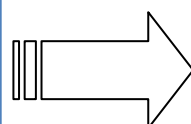
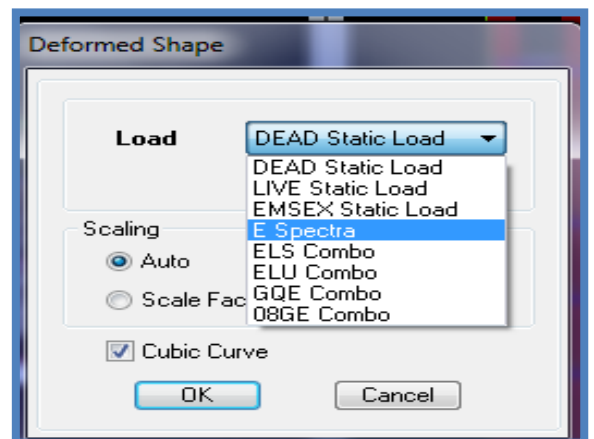
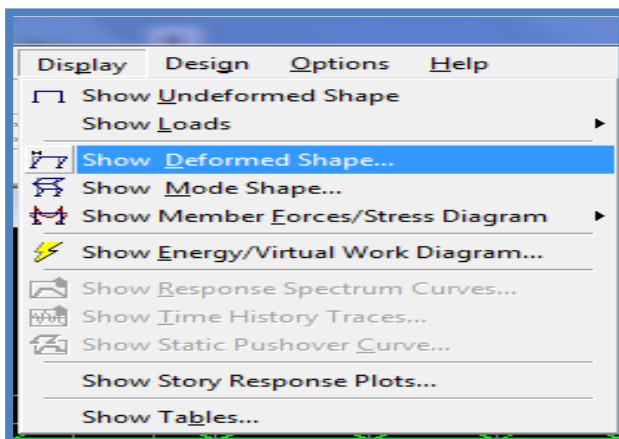
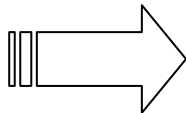
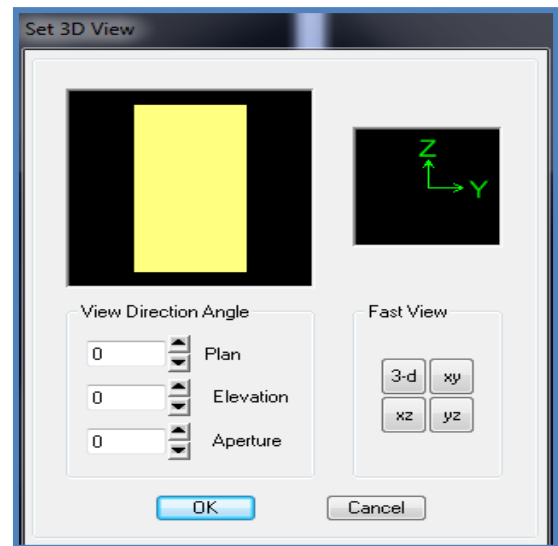
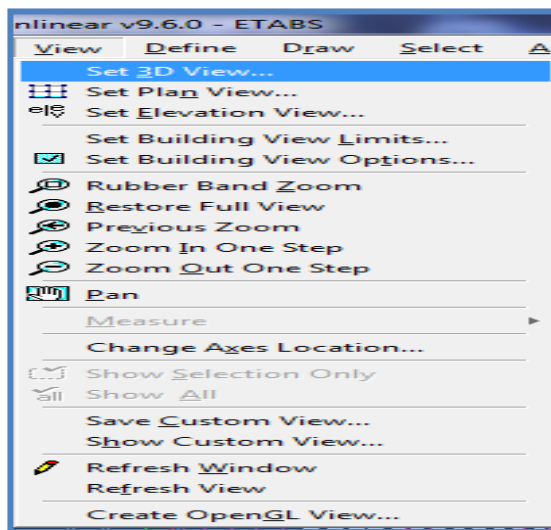
→ **Table : modal participation rotios** → **OK**

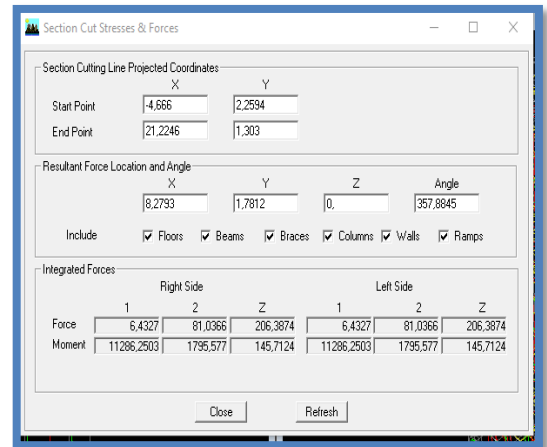
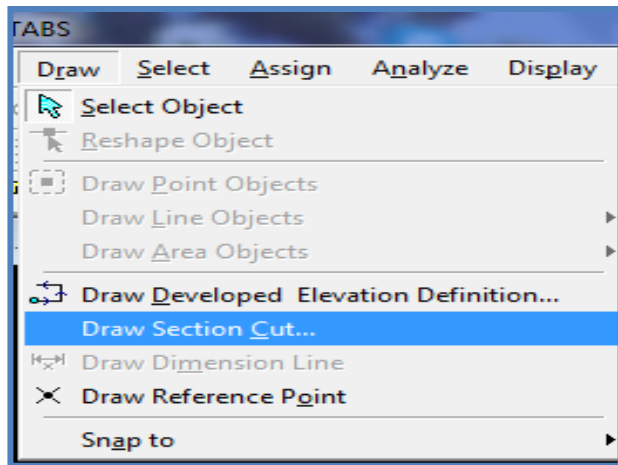
Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0.654786	73.1056	0.8895	0.0000	73.1056	0.8895	0.0000	1.3014	
2	0.546146	1.0983	69.7131	0.0000	74.2039	70.6026	0.0000	97.6104	
3	0.503595	0.1619	0.0463	0.0000	74.3657	70.6490	0.0000	0.0627	
4	0.192841	13.9518	0.0394	0.0000	88.3175	70.6884	0.0000	0.0206	
5	0.148335	0.0078	17.1061	0.0000	88.3253	87.7945	0.0000	0.6720	
6	0.135887	0.0486	0.0825	0.0000	88.3739	87.8770	0.0000	0.0049	
7	0.093606	5.6598	0.0000	0.0000	94.0337	87.8771	0.0000	0.0001	
8	0.067997	0.0199	6.0391	0.0000	94.0537	93.9162	0.0000	0.2539	
9	0.066013	0.6498	0.1055	0.0000	94.7034	94.0217	0.0000	0.0041	
10	0.060907	0.1306	0.0646	0.0000	94.8340	94.0863	0.0000	0.0022	
11	0.053248	2.4352	0.0042	0.0000	97.2692	94.0905	0.0000	0.0004	
12	0.040582	0.0002	2.9352	0.0000	97.2695	97.0257	0.0000	0.0386	

On doit vérifier que : $T_{\text{empirique}} \times 1.3 \geq T_{\text{etabs}} \implies 1.3 \times 0.708 = 0.920 \geq 0.654$

\implies Condition vérifiée

2- Type de contreventement (justification du type de contreventement):



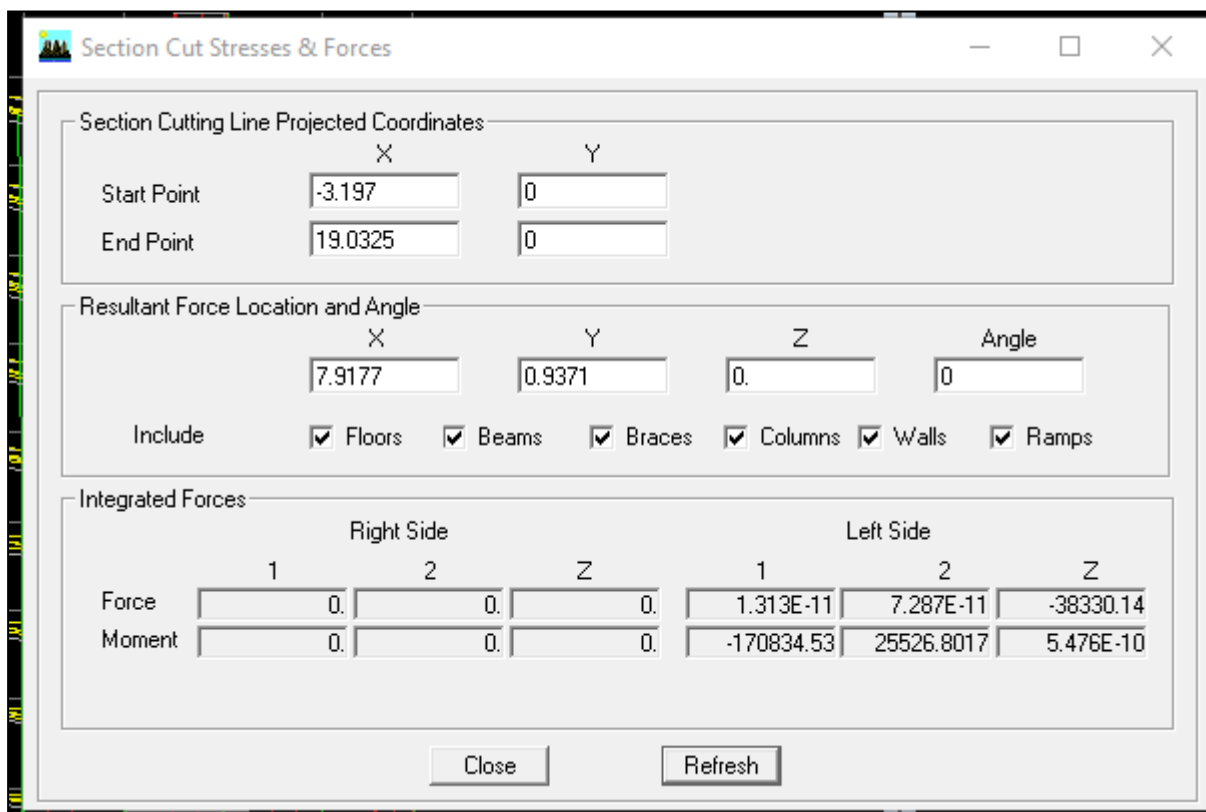


Pour avoir l'effort tranchant repris par le voile on décoche toute les cases sauf **Walls**

On obtient le tableau suivant :

Etage	Total	V _{Voile}	% Voile
Sens Ex	995.097	956.1008	96.08
Sens Ey	1043.797	1017.4804	97.47

Display → Show Deformed Shape → ELU → OK → Draw Section Cut



➤ **Vérification à L'ELU :**

Effort vertical total $V=38330.14$ KN

Effort vertical pour le voile $V= 14820.407$ KN

$$\left. \begin{array}{l} 38330.14 \text{ KN} \longrightarrow 100\% \\ 14820.407 \text{ KN} \longrightarrow x= 38.665 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{X=38.665 \% > 20\%}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Effort vertical total $V=27911.129$ KN

Effort vertical pour le voile $V= 10829.439$ KN

$$\left. \begin{array}{l} 27911.129 \text{ KN} \longrightarrow 100\% \\ 10829.439 \text{ KN} \longrightarrow x= 38.799 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{X=38.779\% > 20\%}$$

➤ **Conclusion :**

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles. Dans ce cas : notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles .

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement << voile porteur , assuré par des voiles avec justification d'interaction - voiles >>, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux
Donc : **R= 3.5**

3-Vérification du nombre de mode :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.654786	73.1056	0.8895	0.0000	73.1056	0.8895	0.0000	1.3014
2	0.546146	1.0983	69.7131	0.0000	74.2039	70.6026	0.0000	97.6104
3	0.503595	0.1619	0.0463	0.0000	74.3657	70.6490	0.0000	0.0627
4	0.192841	13.9518	0.0394	0.0000	88.3175	70.6884	0.0000	0.0206
5	0.148335	0.0078	17.1061	0.0000	88.3253	87.7945	0.0000	0.6720
6	0.135887	0.0486	0.0825	0.0000	88.3739	87.8770	0.0000	0.0049
7	0.093606	5.6598	0.0000	0.0000	94.0337	87.8771	0.0000	0.0001
8	0.067997	0.0199	6.0391	0.0000	94.0537	93.9162	0.0000	0.2539
9	0.066013	0.6498	0.1055	0.0000	94.7034	94.0217	0.0000	0.0041
10	0.060907	0.1306	0.0646	0.0000	94.8340	94.0863	0.0000	0.0022
11	0.053248	2.4352	0.0042	0.0000	97.2692	94.0905	0.0000	0.0004
12	0.040582	0.0002	2.9352	0.0000	97.2695	97.0257	0.0000	0.0386

Table: Modal Participation Mass Ratios

La condition du RPA est vérifié au 8^{ème} Mode.....Condition vérifiée

4-Vérification de l’effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 /Art 4.3.6) :

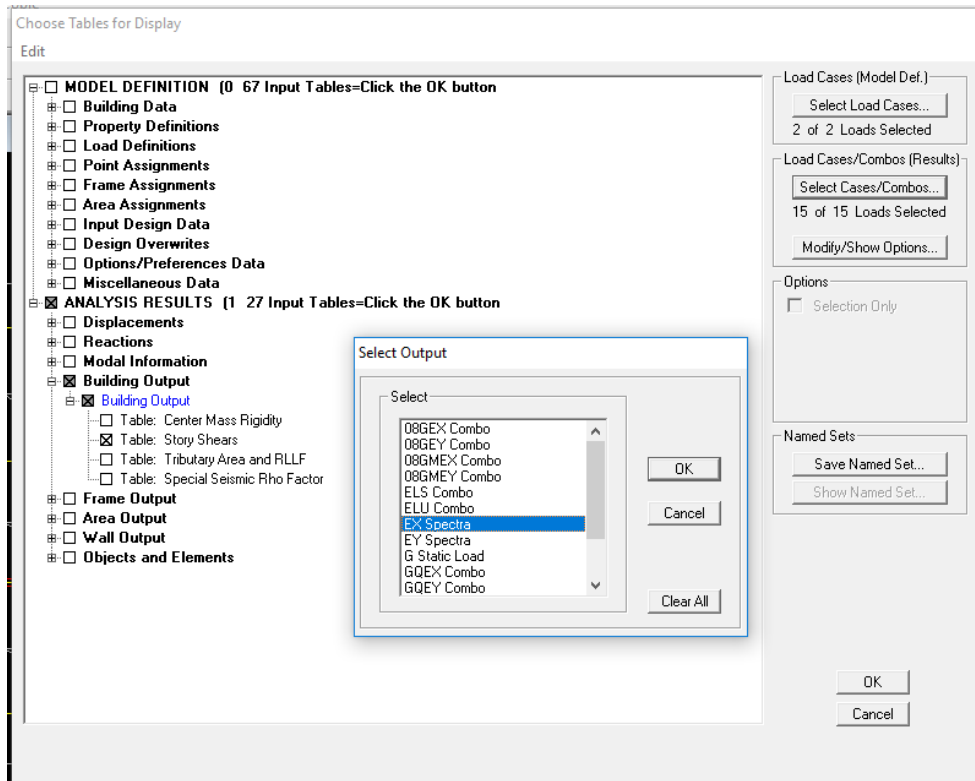
$$V_{base .MSM} \geq 80\%V_{base .MSE}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a- $V_{base.MSM}$:

L’effort tranchant sous E :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → E spectra +OK



Story	VX	VY
STORY1	1744.25	1606.29

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	PEC2	EX	Bottom	0.00	928.30	114.82	6602.935	1899.602	14701.4
	PEC2	EY	Top	0.00	112.58	976.75	9272.313	12851.291	1410.2
	PEC2	EY	Bottom	0.00	112.58	976.75	9272.313	15731.133	1752.1
	PEC2	POIDS	Top	19098.90	0.00	0.00	0.000	103848.311	-163695
	PEC2	POIDS	Bottom	19848.60	0.00	0.00	0.000	108040.511	-170128
	PEC1	EX	Top	0.00	970.44	117.96	6922.867	1899.602	14701.4
	PEC1	EX	Bottom	0.00	970.44	117.96	6922.867	2259.942	17565.8
	PEC1	EY	Top	0.00	117.15	1018.83	9724.927	15731.133	1752.1
	PEC1	EY	Bottom	0.00	117.15	1018.83	9724.927	18727.431	2108.0
	PEC1	POIDS	Top	21645.40	0.00	0.00	0.000	117670.091	-185507
	PEC1	POIDS	Bottom	22395.10	0.00	0.00	0.000	121862.291	-191940
	RDC	EX	Top	0.00	995.10	119.33	7110.975	2259.942	17565.8
	RDC	EX	Bottom	0.00	995.10	119.33	7110.975	2746.084	21492.0
	RDC	EY	Top	0.00	119.33	1043.79	10006.245	18727.431	2108.0
	RDC	EY	Bottom	0.00	119.33	1043.79	10006.245	22832.370	2591.8
	RDC	POIDS	Top	24191.91	0.00	0.00	0.000	131491.871	-207319
	RDC	POIDS	Bottom	25191.51	0.00	0.00	0.000	137081.471	-215897

OK

Story	P(t)
STORY 1	25191.51

b-V_{base.MSE} :

D'après RPA99 la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base\ MSE} = \frac{ADQ}{R} W_T \text{ (RPA99 version 2003 /Art 4)}$$

- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99 version 2003)

$$\left. \begin{matrix} \text{Groupe 2} \\ \text{II}_a \end{matrix} \right\} A=0.15$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T₂ associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η:facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.816$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonnerie $\xi=8.5\%$

➤ T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T_2 (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

 $\longrightarrow T_2 = 0.5$

➤ Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivante : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ **(RPA99 version 2003/Art 4.6)**

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_n = 34.27\text{m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.05$

Donc $T = 0.05 \times 34.27^{\frac{3}{4}} \approx 0.708\text{ S}$

$T_2 = 0.5\text{S} < T = 0.708 < 3\text{S}$

Donc la valeur de D est : $D = 2.04$

➤ R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé $R=3.5$

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W_t = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{3.5} W_t = 0.070 W$$

$$V_{\text{base MSE}} = 0.070 \times 25191.51 = 1763.405\text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\left. \begin{aligned} V_x(\text{MSM}) &= 1606.29\text{KN} > 80\% V_x = 1410.724\text{KN} \\ V_y(\text{MSM}) &= 1744.25\text{KN} > 80\% V_y = 1410.724\text{KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5- Vérification des déplacements :

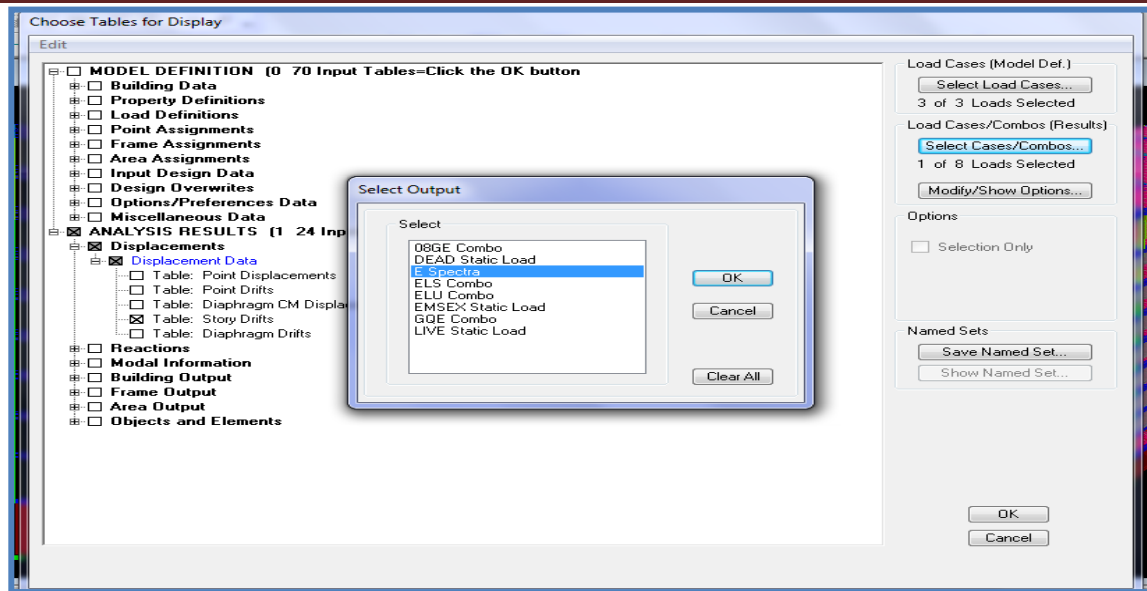
Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$$\delta_{K-1} - \delta_K \leq 1\% h \text{ (hauteur de l'Etage courant)} \quad \text{(RPA99 version 2003/ art 4.19)}$$

δ_K : Déplacement du aux forces sismique

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \longrightarrow **Show Tables**



Suivant X :

Story	Diaphragm	Load	UX	dx (m)	1%h (m)	Obs
DSM	D13	EX	0.0286	0.0024	0.0277	vérifiée
PET	D12	EX	0.0262	0.0019	0.0306	vérifiée
PEC8	D11	EX	0.0243	0.0023	0.0306	vérifiée
PEC7	D9	EX	0.022	0.0026	0.0306	vérifiée
PEC6	D8	EX	0.0194	0.0028	0.0306	vérifiée
PEC5	D7	EX	0.0166	0.0031	0.0306	vérifiée
PEC4	D6	EX	0.0135	0.0032	0.0306	vérifiée
PEC3	D5	EX	0.0103	0.0032	0.0306	vérifiée
PEC2	D4	EX	0.0071	0.0029	0.0306	vérifiée
PEC1	D3	EX	0.0042	0.0025	0.0306	vérifiée
RDC	D2	EX	0.0017	0.0017	0.0408	vérifiée

Suivant Y :

Story	Diaphragm	Load	UY	dy (m)	1%h (m)	Obs
DSM	D13	EY	0.0233	0.0019	0.0277	vérifiée
PET	D12	EY	0.0214	0.0021	0.0306	vérifiée
PEC8	D11	EY	0.0193	0.0023	0.0306	vérifiée
PEC7	D9	EY	0.017	0.0025	0.0306	vérifiée
PEC6	D8	EY	0.0145	0.0025	0.0306	vérifiée
PEC5	D7	EY	0.012	0.0025	0.0306	vérifiée
PEC4	D6	EY	0.0095	0.0025	0.0306	vérifiée
PEC3	D5	EY	0.007	0.0023	0.0306	vérifiée
PEC2	D4	EY	0.0047	0.002	0.0306	vérifiée
PEC1	D3	EY	0.0027	0.0016	0.0306	vérifiée
RDC	D2	EY	0.0011	0.0011	0.0408	vérifiée

Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

6-Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{\Delta \times p}{h \times v}$ (RPA99 version 2003 /Art 5.9)

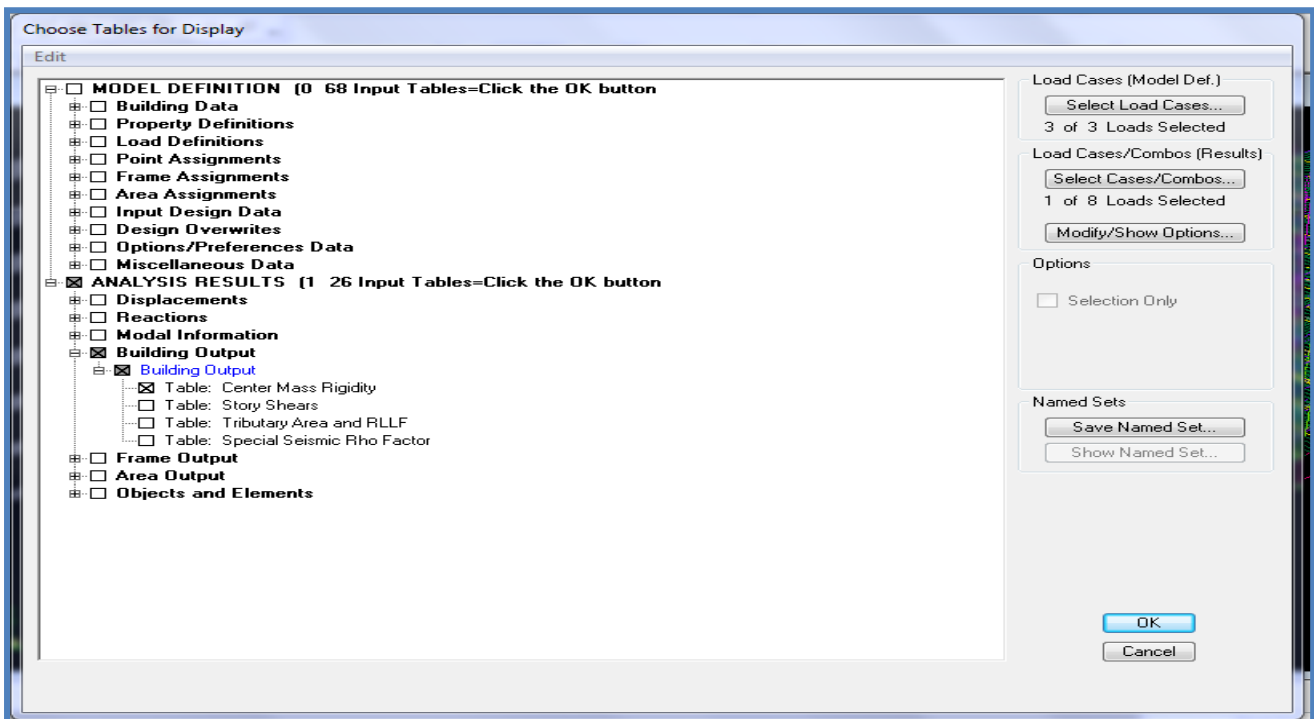
- Si $\theta_k < 0,10$: l'effet de 2^{eme} ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement



Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	DSM	D2	141.5172	141.5172	8.639	5.465	141.5172	141.5172	8.639
	PEC1	D3	129.0222	129.0222	8.645	5.452	129.0222	129.0222	8.645
	PEC2	D4	125.1207	125.1207	8.649	5.444	125.1207	125.1207	8.649
	PEC3	D5	121.8265	121.8265	8.653	5.436	121.8265	121.8265	8.653
	PEC4	D6	121.8265	121.8265	8.653	5.436	121.8265	121.8265	8.653
	PEC5	D7	118.3840	118.3840	8.657	5.427	118.3840	118.3840	8.657
	PEC6	D8	115.5488	115.5488	8.661	5.420	115.5488	115.5488	8.661
	PEC7	D9	115.5488	115.5488	8.661	5.420	115.5488	115.5488	8.661
	PEC8	D10	115.5488	115.5488	8.661	5.420	115.5488	115.5488	8.661
	PET	D11	91.0604	91.0604	8.717	5.404	91.0604	91.0604	8.717
	DSM	D12	10.3744	10.3744	9.028	7.034	10.3744	10.3744	9.028

OK

✓ *Suivant le sens X:*

Story	P	dx	VX	h	θx	obt
DSM	247.95	0.0024	37.73	2.77	0.005693886	vérifier
PET	2697.82	0.0019	343.78	3.06	0.004872642	vérifier
PEC8	5097.44	0.0023	602.32	3.06	0.006361086	vérifier
PEC7	7497.06	0.0026	812.4	3.06	0.007841028	vérifier
PEC6	9896.68	0.0028	991.8	3.06	0.009130657	vérifier
PEC5	12365.15	0.0031	1145.38	3.06	0.010936795	vérifier
PEC4	14833.63	0.0032	1281.09	3.06	0.012108667	vérifier
PEC3	17302.1	0.0032	1397.76	3.06	0.012944783	vérifier
PEC2	19848.6	0.0029	1492.23	3.06	0.012605808	vérifier
PEC1	22395.1	0.0025	1564.17	3.06	0.011697354	vérifier
RDC	25191.51	0.0017	1606.29	4.08	0.0065346	vérifier

✓ *Suivant le sens Y:*

Story	P	dx	VX	h	θy	obt
DSM	247.95	0.0024	42.14	2.77	0.005098014	vérifier
PET	2697.82	0.0019	393.39	3.06	0.004258159	vérifier
PEC8	5097.44	0.0023	679.97	3.06	0.005634674	vérifier
PEC7	7497.06	0.0026	908.88	3.06	0.007008682	vérifier
PEC6	9896.68	0.0028	1100.44	3.06	0.008229241	vérifier
PEC5	12365.15	0.0031	1263.64	3.06	0.009913255	vérifier
PEC4	14833.63	0.0032	1406.3	3.06	0.011030572	vérifier
PEC3	17302.1	0.0032	1526.57	3.06	0.011852519	vérifier
PEC2	19848.6	0.0029	1624.23	3.06	0.011581343	vérifier
PEC1	22395.1	0.0025	1699.72	3.06	0.010764508	vérifier
RDC	25191.51	0.0017	1744.25	4.08	0.006017751	vérifier

❖ On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

7- Effort normal réduit :

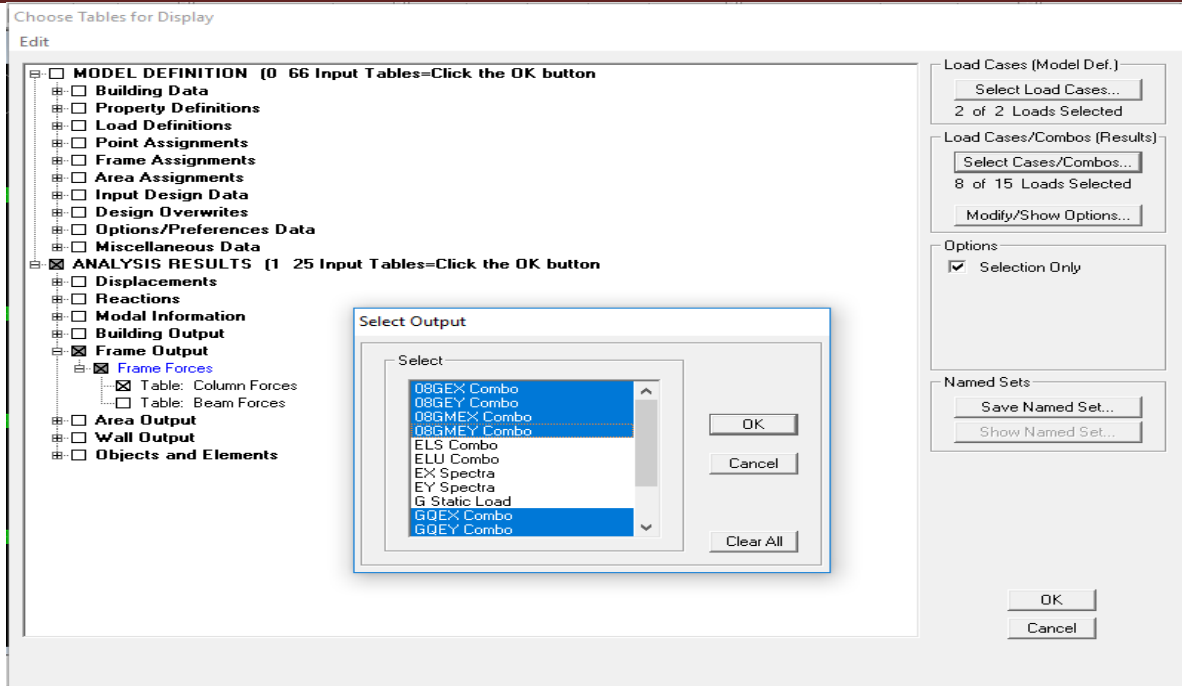
On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 version 2003 Art 7.1.3})$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G±E et G + Q ± E)**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton



$$N_d = \max /-1677.51 ; -165.94/ \implies N_d = 1677.51$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1677.51}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.3 \leq 0.3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusions :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

8- Vérification de l'excentricité:

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display \implies *show tables* \implies *ANALYSIS RESULTS* \implies *building output*

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex=XCM-XCR	ey=YCM-YCR	5% Lx	5% Ly	OBS
S/SOL	8.573	5.431	8.575	5.042	-0.002	0.389	0.969	0.715	Vérifié
RDC	8.573	5.422	8.565	5.013	0.008	0.409	0.969	0.715	Vérifié
PEC1	8.574	5.418	8.572	5.047	0.002	0.371	0.969	0.715	Vérifié
PEC2	8.575	5.413	8.582	5.091	-0.007	0.322	0.969	0.715	Vérifié
PEC3	8.575	5.413	8.594	5.131	-0.019	0.282	0.969	0.715	Vérifié
PEC4	8.576	5.409	8.606	5.164	-0.03	0.245	0.969	0.715	Vérifié
PEC5	8.577	5.405	8.618	5.192	-0.041	0.213	0.969	0.715	Vérifié
PEC6	8.577	5.405	8.63	5.216	-0.053	0.189	0.969	0.715	Vérifié
PEC7	8.577	5.405	8.64	5.238	-0.063	0.167	0.969	0.715	Vérifié
PEC8	8.457	5.242	8.649	5.256	-0.192	-0.014	0.969	0.715	Vérifié
DSM	8.839	5.122	9.082	4.81	-0.243	0.312	0.969	0.715	Vérifié



CHAPITRE 6 :



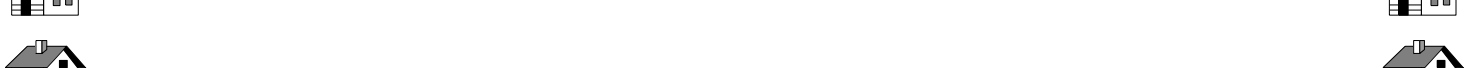
CALCUL DES



ÉLÉMENTS



STRUCTURAUX



VI : Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

VI.1 : FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1: Introduction:

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes:

- Zone 1 : du sous sol au premier étage [poteaux (45x45)
- Zone 2 : du deuxième au quatrième étage [poteaux (40x40)
- Zone 3 : du cinquième au huitième étage [poteaux (35x35)

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes:

- ✓ Effort normal maximal N_{max} —→ Moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal N_{min} —→ Moment correspondant
- ✓ Moment maximal M_{max} —→ Effort normal correspondant.

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants:

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.

➤ **Combinaisons des charges:**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

▪ **Selon BAEL 91:**

E.L.U : Situation durable:

1,35 G +1,5 Q

▪ **Selon le R.P.A 99:** Situation accidentelle (Art 5.2)

G+Q+E

0.8G₊E

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

VI.1.2 : Recommandation du RPA 99/Version 2003:

a-Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section du poteau (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- ✓ Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- ✓ La longueur minimale des recouvrements $L_R = 40 \Phi_L^{min}$
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

b- Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à:

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul.
- h_t : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

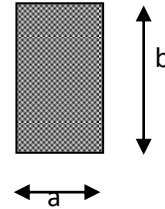
$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Avec : λ_g élancement géométrique ;
- A_t : armatures transversales ;
- S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en **zone IIa** est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale:**
 $S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$
- **Dans la zone courante:**
 $S_t \leq 15 \phi_l^{\text{min}}$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau



▪ Calcul d'élanement :(élanement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

- **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 version 2003/Art7.4.22):**

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% . \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% . \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum

VI.1.3 : Calcul des armatures à l'ELU:

Etapas de calcul en flexion composée:

1- Armatures longitudinales:

Si N_U est un effort de traction est:

✓ $e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Alors la section est entièrement tendus.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$.Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$ moment fictif

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \mu_b < \mu_l \text{ la section est simplement armée (SSA)} \\ \text{Si } \mu_b > \mu_l \text{ la section est doublement armée (SDA)} \\ \text{donc il faut calculer } A_l \text{ et } A'_l, \end{array} \right.$$

⇒ $\mu_l = 0.392.$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} \implies \text{pour une SSA}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{stf} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A_{scf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{array} \right\} \implies \text{Pour une section doublement armée}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_l$

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature sont : $A_{sc} = A_{scf}$; $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \\ A_{sc2} = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc1} \end{array} \right.$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc1} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \\ A_{sc2} = 0. \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par les tableaux qui suivent.

Calcul des armatures :

Niveaux	Combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section ($b \times h$) (cm) ²	$e = \frac{Mu}{Nu}$ (cm)	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
SSL/1 ^{eme} étage	ELU	$N^{max} = 1651.67$	$M^{cor} = 1.55$	45 × 45	0.1 < 20.5	SEC	0.00	0.00	16.2	18.72	4HA20 + 4HA14
	0.8GEy	$N^{min} = 104.97$	$M^{cor} = 50.193$		48 > 20.5	SPC	0.00	0.00			
	GQEx	$N^{cor} = 526.9$	$M^{max} = 93.73$		18 < 20.5	SEC	0.00	0.00			
2 ^{eme} étage / 4 ^{eme} étage	ELU	$N^{max} = 1116.23$	$M^{cor} = 8.09$	40 × 40	0.72 < 18	SEC	0.00	0.00	12,8	14.20	4Ha16 + 4HA14
	0.8GEy	$N^{min} = 101.29$	$M^{cor} = 54.62$		5.5 < 18	SEC	0.00	0.00			
	GQEx	$N^{cor} = 371.00$	$M^{max} = 89.51$		24 > 18	SPC	0.00	0.00			
5 ^{eme} étage / 9 ^{eme} étage	ELU	$N^{max} = 615.14$	$M^{cor} = 11.55$	35 × 35	1.9 < 15.5	SEC	0.00	0.00	9,8	10.68	4HA14 + 4HA12
	0.8GEy	$N^{min} = 33.75$	$M^{cor} = 21.31$		63 > 15.5	SPC	0.00	0.00			
	GQEx	$N^{cor} = 186.51$	$M^{max} = 64.61$		35 > 15.5	SPC	0.00	0.00			

A- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ **Espacement des armatures transversal S_t :**

a-D'après (Art .7.4.2.2/RPA99 version 2003) :

- ✓ $S_t \leq \min(20cm; 15cm) = 15cm$. Nous adoptons $S_t=10cm$ en zone nodale
- ✓ $S_t \leq \min 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18cm$ Nous adoptons $S_t=14 cm$ en zone courante.

b- D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}, 40cm, (a + 10)cm\} = \min\{21cm; 40cm; 55cm\}$$

$$S_t \leq 21cm \text{ soit } S_t = 15cm$$

➤ **Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm \text{ Soit } \phi_t = 8mm$$

Avec ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons $A_t=2.01 cm^2$ en 4HA8

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99-VERSION 2003) :**

Niveaux	Poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	
entre sole	45x45	4.08	2.856	6.35	$\lambda_g \geq 5$
RDC et 1 ^{er} étage	45x45	3.06	2.142	5.01	
2 ^{eme} /4 ^{eme} étage	40x40	3.06	2.142	5.35	
5 ^{eme} /8 ^{eme} étage	35x35	3.06	2.142	6.12	

$$\diamond \lambda_g \geq 5 \implies A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b$$

Poteaux	$A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b(cm^2)$		$A_{ad}(cm^2)$	Observation	
	Zone courante $S_t = 14cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
45x45	1.89	1.35	2.01	CV	CV
40x40	1.68	1.2	2.01	CV	CV
35x35	1.47	1.05	2.01	CV	CV

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91 modifie 99 :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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 HA20 : $l_s = 70.55 \text{cm}$
- Pour les HA16 : $l_s = 56.44 \text{cm}$
- Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{cm}$
- Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Pour $f_e = 400 \text{MPa}$ $\implies L_r = 40\phi$

- Pour les HA 20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{cm}$
- Pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$
- Pour les HA 14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$
- Pour les HA 12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{cm}) = \max(408/6 ; 45 ; 45, 60 \text{cm}) = 68 \text{cm} = 0.68 \text{m} \approx 0.7 \text{m}$$

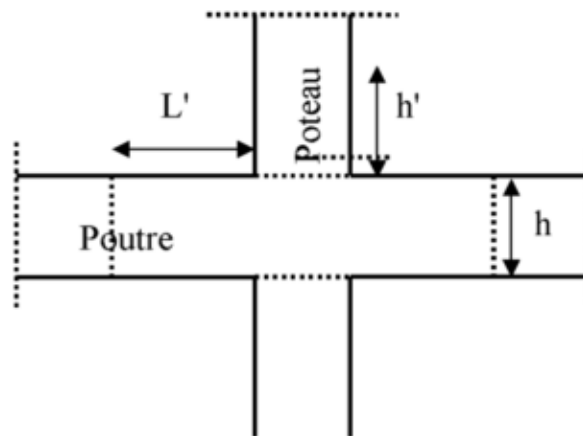


Figure VI.1.1 : Délimitation de la zone nodale

VI.1.4 : Vérification à l'ELU:

1- Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art 7.4.3.3) :

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 :

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Notre cas : $\rho_d = 0.075$ car $\lambda_g \geq 5$

Donc $\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
45x45	45	43	62.36	1.875	0.032	CV
40x40	40	38	60.70	1.875	0.040	CV
35x35	35	33	42.27	1.875	0.036	CV

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

2- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Poteau	A_{min}	A adoptée	Obs
45x45	2.34	18.72	CV
40x40	1.84	14.20	CV
35x35	1.40	10.68	CV

VI.1.5 : Vérification à l'ELS:

1- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + I_c$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ I_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée. } I_c = \frac{h}{2} - e_s \end{array} \right.$

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 = 0$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$

$$\begin{cases} p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (lc - c') + \frac{90 \cdot As}{B} \cdot (d - lc)^2 \\ q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (lc - c') + \frac{90 \cdot As}{B} \cdot (d - lc)^2 \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta - q})$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0$: l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 120^\circ\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 240^\circ\right)$$

Avec :

$$\begin{cases} \cos a = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + lc < h$

Donc : $y_1 = y_2 + lc$

I = moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 [A_u \cdot (d - y_1)^2 + A_u \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_1 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

2-Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 (0.5h - c') - A_2 (d - 0.5h)}{b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 [A_1 (0.5h - c' - X_G)^2 + A_2 (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{I} + \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \frac{h}{2} - X_G}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{I} - \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \frac{h}{2} - X_G}{I} \end{cases}$$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier à fin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible de l'acier : } \bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

poteau	N (KN)	M (KN.m)	e (m) $= \frac{Mu}{Nu}$	OBS	A (cm ²)	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	OBS
45x45	N ^{max} =1193.6	M ^{cor} = 1.01	0.001	SEC	18.72	4.65	4.58	69.8	68.7	CV
	N ^{min} = 471.49	M ^{cor} = 10.27	0.021	SEC	18.72	2.22	1.42	32.8	21.9	CV
	N ^{cor} = 485.21	M ^{max} = 11.84	0.024	SEC	18.72	2.34	1.41	34.4	21.8	CV
40x40	N ^{max} =806.39	M ^{cor} =5.53	0.007	SEC	14.20	4.29	3.67	64	55.5	CV
	N ^{min} =283.67	M ^{cor} = 14.59	0.051	SEC	14.20	2.23	0.57	32.2	9.79	CV
	N ^{cor} = 297.51	M ^{max} = 17.13	0.058	SEC	14.20	2.44	0.49	35.2	8.86	CV
35x35	N ^{max} = 615.14	M ^{cor} = 13.551	0.022	SEC	10.68	5.15	2.81	75.3	44.1	CV
	N ^{min} = 33.75	M ^{cor} = 21.31	0.63	SPC	10.68	2.43	0.00	31	-52.9	CV
	N ^{cor} = 186.51	M ^{max} = 64.61	0.346	SPC	10.68	7.81	0.00	102.3	-128.9	CV

Tableau VI.1.1: Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes l'ELS

➤ Les plans de ferrailages des poteaux :

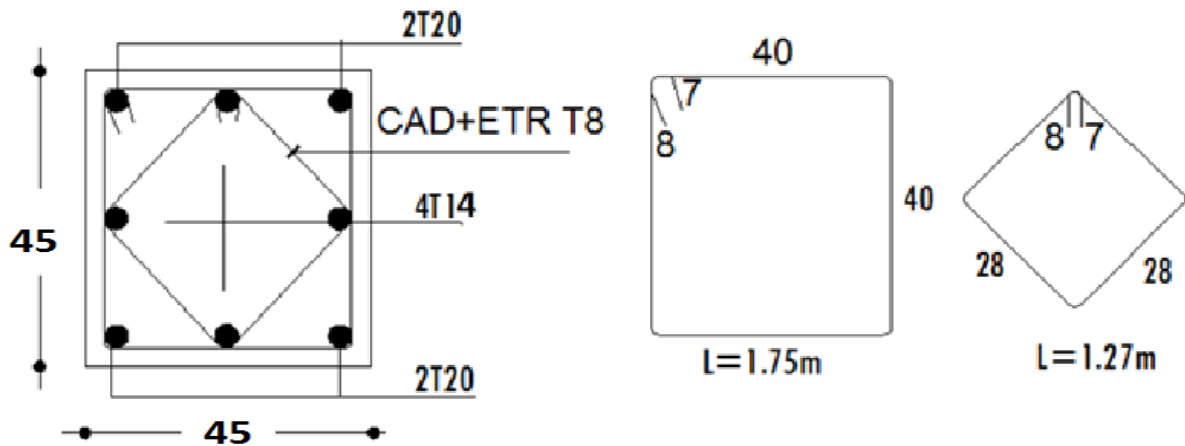


Figure VI.1.2 : Coupe du ferrailage des poteaux 45x45

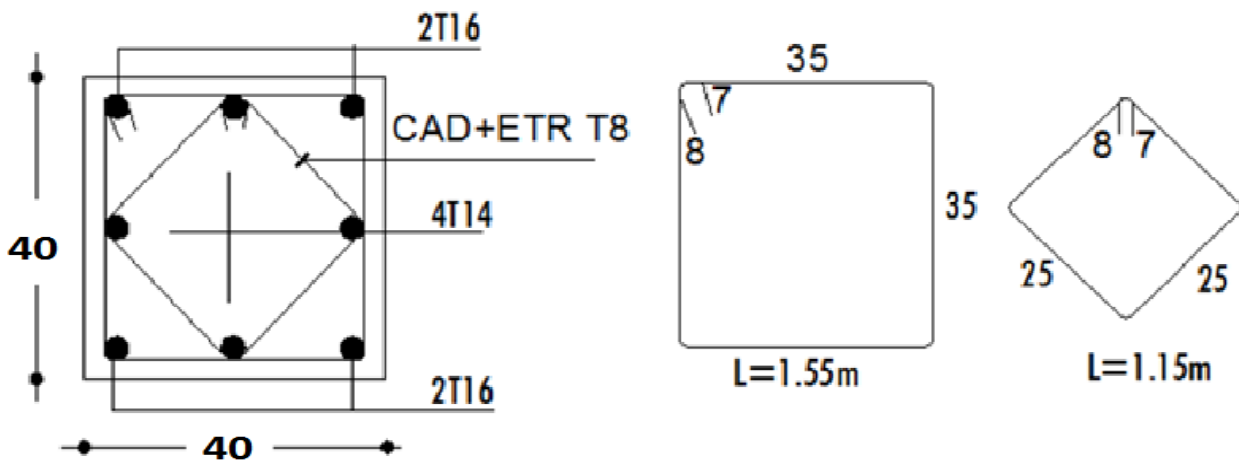


Figure VI.1.3 : Coupe du ferrailage des poteaux 40x40

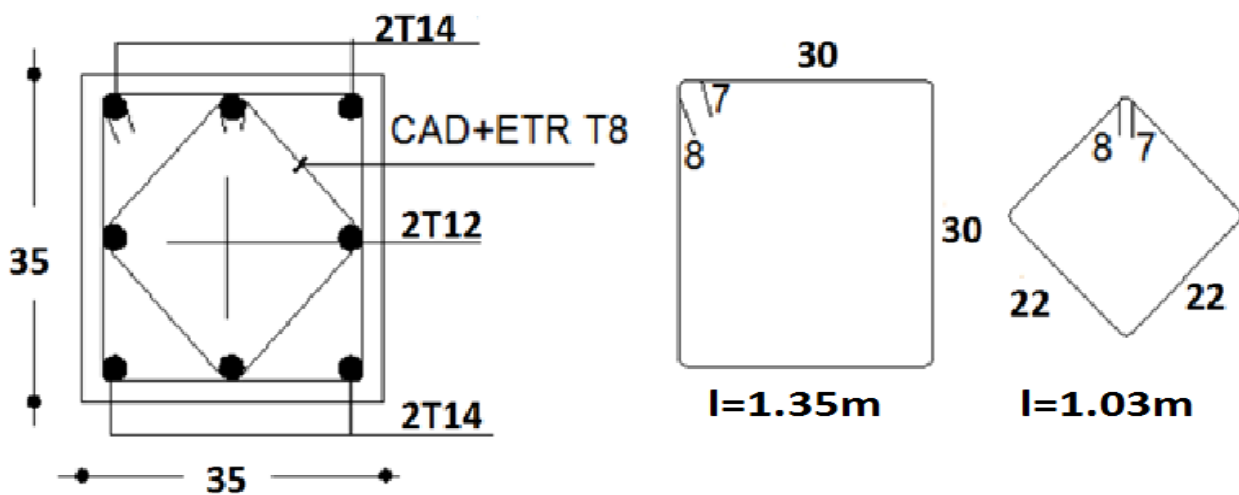


Figure VI.1.4 : Coupe du ferrailage des poteaux 35x35

VI.2: FERRAILLAGE DES POUTRES:

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

VI.2.1: Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferrailage des poutres:

a- Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2):

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.

Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x :

	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
Poutres principales (35x30)	5.25	63	42
Poutres secondaires (30x30)	4.5	54	36

Tableau VI.6 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

b- Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum ($h/4$; 12ϕ)
Soit : $S_t=8\text{cm}$ \implies **poutres principales** ; $S_t=7\text{cm}$ \implies **poutres secondaires**
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$. Soit $S_t=15\text{cm}$ \implies **poutres principales et secondaires**

Avec :

ϕ c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2: Etapes de calcul des armatures longitudinales:

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

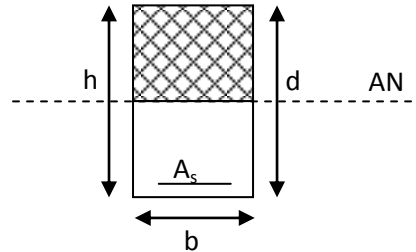
- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_s' : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est Simplement Armée c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$.



Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_u - M_r$

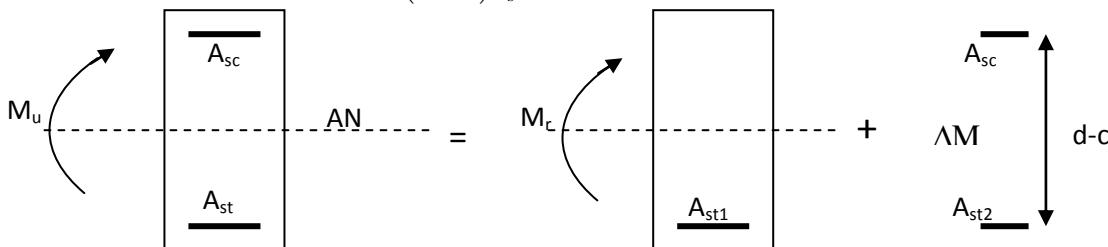
Avec :

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 : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque: une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c-à-d $\Delta M < 0,4M_u$ (Art BAEL B66).

❖ Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants:

1- Ferrailage des poutres principales (35x30) cm² :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	35.558	0.076	SSA	0.960	3.22	3HA16 = 6.03
	Appuis	70.700	0.152		0.917	6.71	3HA16 + 2HA12=8.28
Zone II	Travée	46.501	0.100	SSA	0.947	4.27	3HA16 = 6.03
	Appuis	84.826	0.182		0.899	8.21	3HA16 + 2HA12=8.28
Zone III	Travée	48.672	0.104	SSA	0.945	4.48	3HA16 = 6.03
	Appuis	86.602	0.186		0.896	8.25	3HA16 + 2HA12=8.28

Remarque : Tout les moments **max** ont été trouvés à L'ELU.

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales:

M_u = 35.558 KN.m

➤ Calcul du moment réduit:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.558 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.076$$

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

$\mu = 0.076 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0.076 \longrightarrow \beta = 0.960$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.558 \times 10^3}{0.960 \times 33 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st}: contrainte des aciers tendus

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

- γ_s = 1 cas accidentel
- γ_s = 1.15 autre cas

2- Ferrailage des poutres secondaires (30x30) cm² :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	39.095	0.118	SSA	0.937	3.63	3HA14 = 4.62
	Appuis	44.862	0.134		0.928	4.20	3HA14 + 2HA12=6.87
Zone II	Travée	44.546	0.134	SSA	0.928	4.17	3HA14 = 4.62
	Appuis	50.847	0.152		0.917	4.82	3HA14 + 2HA12=6.87
Zone III	Travée	41.342	0.124	SSA	0.934	3.85	3HA14 = 4.62
	Appuis	48.727	0.146		0.921	4.60	3HA14 + 2HA12=6.87

Remarque : Tout les moments **max** ont été trouvés à L'ELU

❖ **Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales:**

$M_u = 39.095 \text{KN.m}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.095 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.118$$

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

$\mu = 0.118 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.118 \longrightarrow \beta = 0.937$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

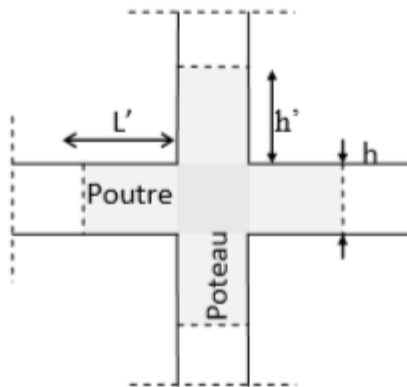
➤ **Armatures principales:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39.095 \times 10^3}{0.937 \times 28 \times 348} = 3.63 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99):**

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Délimitation de la zone nodale:**



Avec :

$L' = 2h$

$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm.}$

h: Hauteur des poutres.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

➤ **Pour les poutres:**

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm: poutres principale de (30 x 35).}$

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm: poutres secondaire de (30x 30).}$

❖ Disposition constructives:

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales:

- à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

VI.2.3: Vérification à l'ELU:

1- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (30x35) cm² : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
 - Poutres secondaires (30x30) cm² : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 28 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- } Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier

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

- Poutres principale (30x35) cm² : $T_u^{\max} = 85.02 \text{ KN}$
 $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{85.02 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.858 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**

- Poutres secondaire (30x30) cm² : $T_u^{\max} = 35.270 \text{ KN}$
 $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{35.270 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.419 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**

3- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principale (30x35) cm² : $T_u^{\max} = 85.02 \text{ KN}$

$$T_u = 85.02 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN} \implies$$
 Condition vérifiée

➤ Poutres secondaire (30x30) cm² : $T_u^{max} = 35.270KN$

$$T_u = 35.270 KN \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 280 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 504KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

D'où $As \geq \frac{1.15}{f_e} (Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) = 85.02 - \frac{86.602}{0,9,0,33} = -206.56 KN$$

- Poutres secondaires :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) = 35.270 - \frac{50.847}{0,9,0,28} = -166.50KN$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

5- Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

1- La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$
 $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1MPa$

2- La contrainte d'adhérences d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$
- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres
- n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
$T_u (KN)$	85.02	35.270
d (mm)	330	280
$\sum U_i (mm)$	$\left. \begin{matrix} 3 \times 16 \times 3.14 = 150.72 \\ 2 \times 12 \times 3.14 = 75.36 \end{matrix} \right\} = 266.08$	$\left. \begin{matrix} 3 \times 14 \times 3.14 = 131.88 \\ 2 \times 12 \times 3.14 = 75.36 \end{matrix} \right\} = 207.24$
$\tau_{se} (MPa)$	1.07	0.675
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

6- Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

- la contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$
 - $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
 - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{MPa}$
- Pour les HA16 :** $l_s = 56.43 \text{cm}$
Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{cm}$
Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

- Pour les HA16 :** $l_a = 0.4 \times 56.43 = 23 \text{ cm}$
Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$
Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

7- La longueur minimale de recouvrement est des 40Ø en zone IIa :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

- Pour les HA16 :** $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$
Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$
Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$

VI.2.4: Vérification L'ELS:

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

1- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ en (MPa)}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Zone	Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β _l	K _l	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	39.095	8.28	0.831	0.870	23.46	164.46	7.01	15	vérifier
	Appuis	44.862	6.03	0.606	0.885	28.48	254.74	8.94	15	vérifier
Zone 2	Travée	44.546	8.28	0.831	0.870	23.46	187.39	7.99	15	vérifier
	Appuis	50.847	6.03	0.606	0.885	28.48	288.73	10.13	15	vérifier
Zone 3	Travée	41.342	8.28	0.831	0.870	23.46	173.91	7.41	15	vérifier
	Appuis	48.727	6.03	0.606	0.885	28.48	276.69	9.72	15	vérifier

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Zone	Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β _l	K _l	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	7.549	4.62	0.554	0.889	30.04	65.64	2.18	15	vérifier
	Appuis	9.861	6.87	0.814	0.871	23.76	58.92	2.48	15	vérifier
Zone 2	Travée	13.131	4.62	0.554	0.889	30.04	114.18	3.80	15	vérifier
	Appuis	15.836	6.87	0.814	0.871	23.76	102.51	4.31	15	vérifier
Zone 3	Travée	17.176	4.62	0.554	0.889	30.04	149.35	4.97	15	vérifier
	Appuis	20.378	6.87	0.814	0.871	23.76	121.63	5.15	15	vérifier

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

2- Etat limite de déformation:

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

✓ **Sens principale :**

Avec : h=35cm ; L=400m ; f_e = 400MPa ; A_u= 8.29 cm²

M₀ = 50.847 KNm; M_t = 44.546KNm

1. $\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ⇒ Condition vérifiée
2. $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{8.29}{30 \times 33} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ⇒ Condition vérifiée
3. $\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.0875 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{44.546}{10 \times 50.847} = 0.087$ ⇒ Condition vérifiée

✓ **Sens secondaire:**

Avec : h=35cm ; L=350m ; f_e = 400MPa ; A_u= 4.62 cm²

M₀ = 20.378KNm; M_t = 17.176 KNm

1. $\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ \implies Condition vérifiée
2. $\frac{Au}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 28} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ \implies Condition vérifiée
3. $\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0875 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17.176}{10 \times 20.378} = 0.084$ \implies Condition vérifiée

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VI.3: FERRAILLAGE DES VOILES:

VI.3.1: Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Avec :

- Zone I** \Rightarrow ENTRE SOL, 1^{er} et 2^{ème} étages
- Zone II** \Rightarrow 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages
- Zone III** \Rightarrow 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 : ELU (1.35G+1.5Q)
 ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003 : G+Q±E
 0.8G±E

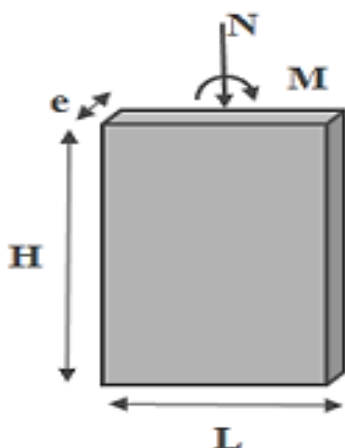


Figure VI.3.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

VI.3.2: Méthodes de calcul:

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferrailage des voiles parmi les quelles :

- **Méthodes des bandes** qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.
- **Méthode classique** qui consiste au calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de 1m de largeur(**d**).

➤ **Exposé de la méthode des bandes :**

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

V et V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante (art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

Avec : **h_c** : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : Longueur de la zone comprimée

1- Efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

▪ **Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile

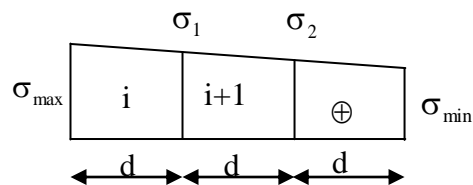


Figure VI.3.2 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

▪ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

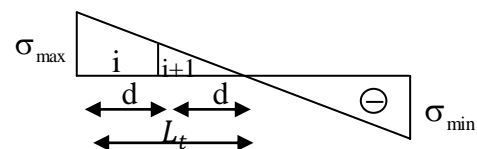


Figure VI.3.3 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

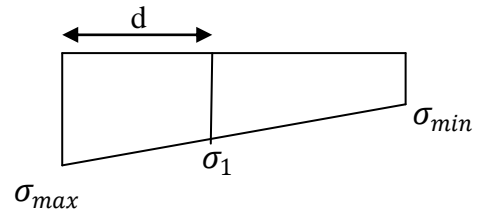


Figure VI.3.4: Diagramme d'une section entièrement tendue.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

2- Sections d'armatures :

- **Armatures verticales :** (Art 7.7.4.1/RPA99 modifié 2003)

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}} \quad \text{Avec : } B : \text{section du voile}$$

- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ avec : $\gamma_s = 1$
- Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25 \text{ MPa}$ avec : $\gamma_s = 1$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures horizontales :**

VI.3.3: Exigence du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**
- La section des armatures horizontales doit être : **$A_H > 0,15 \% \cdot B$**
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

VI.3.4: Exigence du BAEL: (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99):

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- ✓ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:**
(Art 7.7.4.3 RPA99 modifié 2003)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **A_v et $A_h \geq 15 \% \cdot B$**

- Zone courante : A_v et $A_h \geq 10\%$.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends . Elles retiennent les deux nappes d’armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d’empêcher le flambement des aciers verticaux sous l’action de la compression d’après l’article 7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003.

Les deux nappes d’armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

Armatures minimales:

- **Section entièrement comprimée : (SEC) (Art A.8.1,21/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Section partiellement comprimée : (SPC)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,2\% \cdot B$$

- **Section entièrement tendue : (SET)**

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,15\% \cdot B$$

➤ **Diamètre minimum : (Art A7-7-4.3/ RPA99 modifié 2003)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile.

➤ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

➤ **Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)**

L’espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \implies s_t \leq 30 \text{ cm}$

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 15cm

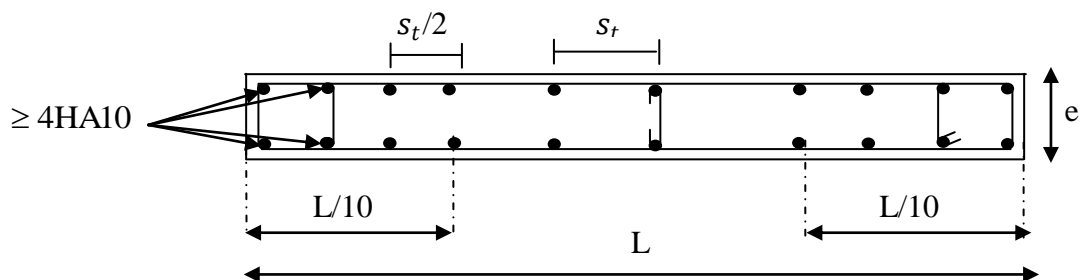


Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à:

- **40∅** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .
- **20∅** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003) :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{ Avec : } \mathbf{T} : \text{ Effort tranchant calculé au niveau considéré.}$$

$$V=1,4T$$

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de

l'épaisseur du voile. $\phi_{max} = \frac{e}{10} = 20mm$

VI.3.5: Vérifications à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 MP_a \quad \text{ Avec : } \mathbf{N_s} : \text{ Effort normal appliqué}$$

\mathbf{B} : Section du béton.
 \mathbf{A} : Section d'armatures adoptée.

1- Vérification de la contrainte de cisaillement:

✓ **D'après le RPA (Art 7.7.2. RPA 99 modifié 2003)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 MP_a$

Avec : \mathbf{b} : Epaisseur du linteau ou du voile

\mathbf{d} : Hauteur utile ($d = 0,9 h$) ;

\mathbf{h} : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MP_a \right\} = 3,33 MP_a$

Pour la fissuration préjudiciable.

❖ **Exemple de calcul :**

▪ **Ferraillage de voile longitudinal plein VL1 en Zones I :**

Avec : $L = 1.30 m$; $e = 20 cm$; $B = 0,26 m^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 8768.06 KN/m^2 \\ \sigma_{min} = -4941.01 KN/m^2 \end{array} \right. \implies \text{Section partiellement comprimée}$$

- **Largeur de la zone comprimée:**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{8768.06}{8768.06 + 4941.01} \times 1.30 = 0.83m \implies L_c = 0.83m$$

- **Largeur de la zone tendue:**

$$L_t = L - L_c = 1.30 - 0.83 = 0.47 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad L_t = 0.47 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \Longrightarrow \quad d = 0.55 \text{ m}$$

▪ **Calcul des armatures :**

- **Ferraillage de la partie tendue :**

Soit un tronçon $d = 0.55 \text{ m}$

a- Armatures verticales :

1^{ère} bande : $d = 0.55 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot d}{L_t} = \frac{4941.01 \times 0.55}{0.47} = 5845.37 \text{ KN/m}^2. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_1 = 5845.37 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_{\min}}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4941.01 - 5845.37}{2} \times 0.55 \times 0.2 \quad \Longrightarrow \quad N_1 = 597.89 \text{ KN}.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{597.89}{40} = 14.95 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{v1} = 14.95 \text{ cm}^2$$

b- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.2\% B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{Avec : } B = d \cdot e$$

$$A_{\min} = \max(11.64 \times 10^{-4} ; 5.82)$$

$$A_v \text{ calculé} = \frac{A_{\min} \cdot L}{2d} = \frac{11.64 \times 1.30}{2 \times 0.55} = 6.87 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_v \text{ calculé} = 13.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Le ferraillage à adopté sur toute la surface de la bande du voile est :**

$$A_{\min} = 11.64 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_{\min} = 5.82 \text{ cm}^2/\text{bande/nappe}$$

$$A_v \text{ calculé} = 11.64 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad A_{v\text{adopté}} = 9\text{HA}16 = 18.09 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

- **Ferraillage de la partie comprimée :**

Soit un tronçon $d = 0.55 \text{ m}$

a- Armatures verticales :

1^{ère} bande : $d = 0.55 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_c - d) \frac{\sigma_{\max}}{L_c} = (0.83 - 0.55) \frac{8768.06}{0.83} = 2957.89 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_1 = 2957.89 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{8768.06 - 2957.89}{2} \times 0.55 \times 0.2 = 324.01 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad N_1 = 324.01 \text{ KN}.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{324.01 \times 10^3 - 231000}{400} \quad \Longrightarrow \quad A_{v1} = 00 \text{ cm}^2.$$

Vu que le ferraillage de la partie comprimée est nul donc il sera négligé.

Remarque :

Après avoir calculé le ferraillage de la partie tendue et celui de la partie comprimée on remarque que le ferraillage le plus défavorable est celui de la partie tendue.

D'où le ferrailage totale du voile :

Soit : $A_{\text{vadopt } \acute{e}/\text{nappe}} = 9\text{HA}16 = 18.09\text{cm}^2$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

b- Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{\text{vadopté}}}{4} = 3.84 \text{ cm}^2 .$$

✓ D'après le RPA 99 :

$$A_H > 0,15 \% . B = 0,15 \% \times 2600 = 3.90 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_{\text{vadopt } \acute{e}/\text{bonde}} = 12\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

c- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ D'après le RPA99 :

$$\tau_u = \frac{1.4.V}{b.0.9.L} = \frac{1.4 \cdot 500.92 \cdot 10^3}{200 \cdot 0.9 \cdot 1300} = 2.997 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V}{b.0.9L} = 0,002 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,3 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

VI.3.6: Vérifications à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{4073.17 \cdot 10^3}{260000 + 15 \cdot 15.38 \cdot 10^2} = 14.15 \text{ MP}_a$$

$\sigma_{bc} = 14.15 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \implies \text{Condition vérifiée.}$

Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumé dans les tableaux ci-dessous

Voile longitudinal: L = 1.30 m.

		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VL1			
	L(m)	1.30	1.35	1.40	
	e(m)	0.20	0.20	0.20	
	B(m ²)	0.26	0.27	0.28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	8768.06	6407.84	5829.33	
	σ_{min} (KN/m ²)	4941.01	4571.48	5183.83	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	701.288	474.362	382.844	
	L _C (m)	0.83	0.79	0.74	
	L _T (m)	0.47	0.56	0.66	
	d(m)	0.55	0.53	0.49	
	N(KN)	N ₁	597.89	464.51	448.08
	N ₂	324.01	224.39	191.99	
Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1} /bande	14.95	11.18	10.40
		A _{v2} /bande	8.10	5.40	4.46
	A _{min} (cm ²)/bande	11.64	11.62	9.64	
	A _{min} (cm ²)/nappe/bande	5.82	5.31	4.82	
	A _v adoptée (cm ²)/nappe	18.09	18.09	18.09	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	8HA16	8HA16	8HA16	
	A _v calculée (cm ²)/nappe	13.75	14.79	13.77	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	A _H /nappe(cm ²)	4.52	4.52	4.52	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	6HA12	6HA12	6HA12	
	A _H choisie (cm ²)/nappe	6.78	6.78	6.78	
	Espacement (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	2.997	1.952	1.519
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	2.141	1.394	1.085
	ELS	N _s (KN)	4073.17	2830.40	2058.95
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	14.038	9.657	6.793

Voile longitudinal: $L = 1.70m$

		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VL3			
	L(m)	1.70	1.75	1.80	
	e(m)	0.20	0.20	0.20	
	B(m ²)	0.34	0.35	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	6079.850	4358.920	4030.630	
	σ_{min} (KN/m ²)	10933.800	966.060	2466.250	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	630.602	481.922	511.168	
	L _c (m)	0.61	1.43	1.12	
	L _T (m)	1.09	0.32	0.68	
	d(m)	0.40	0.96	0.74	
	N(KN)	N ₁	606.97	369.78	383.65
		N ₂	164.16	277.52	200.05
	Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1} /bande	15.17	9.24
A _{v2} /bande			4.10	6.94	5.00
A _{min} (cm ²)/bande		8.50	20.06	15.64	
A _{min} (cm ²)/nappe/bande		4.25	10.03	7.82	
A _v adoptée (cm ²)/nappe		24.12	24.12	24.12	
Choix des barres/nappe(cm ²)		12HA16	12HA16	12HA16	
A _v calculée (cm ²)/nappe		18.02	18.28	19.02	
Espacement (cm)		15	15	15	
A _H /nappe(cm ²)		6.03	6.03	6.03	
Choix des barres/nappe(cm ²)		7HA12	7HA12	7HA12	
A _H choisie (cm ²)/nappe		7.92	7.92	7.92	
Espacement (cm)		25	25	25	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	2.061	1.530	1.578
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	1.472	1.093	1.127
	ELS	N _s (KN)	3201.35	2242.32	1296.68
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	8.707	5.595	3.193

Voile longitudinal: $L = 1.85 \text{ m}$.

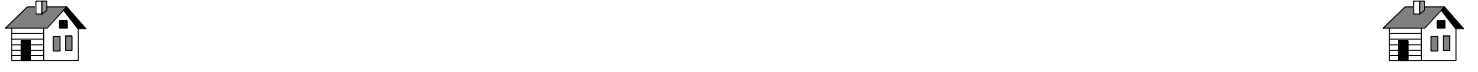
		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		VL2		
	L(m)		1.85	1.90	1.95
	e(m)		0.20	0.20	0.20
	B(m ²)		0.37	0.38	0.39
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)		8013.890	3050.470	2699.510
	σ_{\min} (KN/m ²)		4141.370	430.330	839.740
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)		631.568	421.078	257.586
	L _c (m)		1.22	1.67	1.49
	L _T (m)		0.63	0.23	0.46
	d(m)		0.81	1.11	0.99
	N(KN)	N ₁	771.17	273.52	261.71
N ₂		434.42	225.75	178.45	
Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1} /bande	19.28	6.84	6.54
		A _{v2} /bande	10.86	5.64	4.46
		A _{min} (cm ²)/bande	17.08	23.32	20.82
	A _{min} (cm ²)/nappe/bande		8.54	11.66	10.41
	A _v adoptée (cm ²)/nappe		24.12	24.12	24.12
	Choix des barres/nappe(cm ²)		12HA16	12HA16	12HA16
	A _v calculée (cm ²)/nappe		19.50	19.95	20.50
	Espacement (cm)		15	15	15
	A _H /nappe(cm ²)		6.03	6.03	6.03
	Choix des barres/nappe(cm ²)		7HA12	7HA12	7HA12
	A _H choisie (cm ²)/nappe		7.92	7.92	7.92
	Espacement (cm)		25	25	25
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	1.897	1.231	0.734
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	1.355	0.879	0.524
	ELS	N _s (KN)	853.06	648.32	405.86
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	2.145	1.505	0.931

Voile transversal : L = 2.75 m

		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile		VT1		
	L(m)		2.75	2.80	2.85
	e(m)		0.20	0.20	0.20
	B(m ²)		0.55	0.56	0.57
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)		8788.870	4494.100	3403.920
	σ_{min} (KN/m ²)		5332.320	2147.150	2260.000
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)		1891.176	1380.008	903.714
	L _c (m)		1.71	1.89	1.71
	L _T (m)		1.04	0.91	1.14
	d(m)		1.14	1.26	1.14
	N (KN)	N ₁	1277.01	649.67	517.18
		N ₂	668.57	378.45	259.12
	Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1} /bande	31.93	16.24
A _{v2} /bande			16.71	9.46	6.48
A _{min} (cm ²)/bande		23.96	26.52	23.98	
A _{min} (cm ²)/nappe/bande		11.98	13.26	11.99	
A _{v adoptée} (cm ²)/nappe		36.17	36.17	36.17	
Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA16	18HA16	18HA16	
A _{v calculée} (cm ²)/nappe		28.89	29.46	29.97	
Espacement (cm)		15	15	15	
A _H /nappe (cm ²)		9.04	9.04	9.04	
Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA12	11HA12	11HA12	
A _{H choisie} (cm ²)/nappe		12.44	12.44	12.44	
Espacement (cm)		25	25	25	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	3.821	2.738	1.762
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	2.729	1.956	1.258
	ELS	N _s (KN)	5922.70	4185.31	1975.19
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	10.252	6.852	3.206

Voile transversal : L = 1.65 m

		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques.	Nom du voile	VT2			
	L(m)	1.65	1.70	1.75	
	e(m)	0.20	0.20	0.20	
	B(m ²)	0.33	0.34	0.35	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	9497.380	4121.530	3581.630	
	σ_{min} (KN/m ²)	5304.040	1146.330	1303.730	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	329.630	201.558	167.622	
	L _C (m)	1.06	1.33	1.28	
	L _T (m)	0.59	0.37	0.47	
	d(m)	0.71	0.89	0.86	
	N(KN)	N ₁	821.26	345.29	315.74
	N ₂	446.90	243.64	204.23	
Ferrailage des voiles	A _v (cm ²)	A _{v1} /bande	20.53	8.63	7.89
		A _{v2} /bande	11.17	6.09	5.11
	A _{min} (cm ²)/bande	14.82	18.62	17.96	
	A _{min} (cm ²)/nappe/bande	7.41	9.31	8.98	
	A _v adopt ée (cm ²)/nappe	22.11	22.11	22.11	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	11HA16	11HA16	11HA16	
	A _v calcul ée (cm ²)/nappe	17.22	17.78	18.27	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	A _H /nappe(cm ²)	5.52	5.52	5.52	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	7HA12	7HA12	7HA12	
	A _H choisie (cm ²)/nappe	7.92	7.92	7.92	
	Espacement (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.3$	1.110	0.659	0.532
		$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5$	0.793	0.470	0.380
	ELS	N _s (KN)	1512.34	1142.20	716.29
		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15$	4.228	2.923	1.808



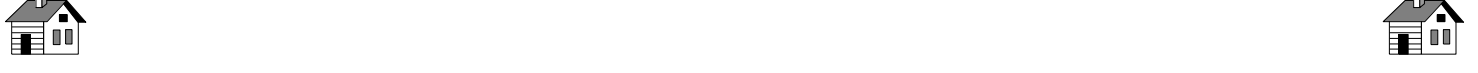
CHAPITRE 7 :



ETUDE DE



L'INFRASTRUCTURE



VII.1: Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ Fondations superficielles:

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

✓ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées introduites, dans des forages dans le sol.

VII.2: Différentes fonctions des fondations :

- ✓ Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- ✓ Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme.....etc.).
- ✓ Limitation des tassements compatibles.

VII.3: Etude de sol:

Une étude préalable du sol a donné la valeur $0,25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ bars}$ pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol})

VII.4: Choix de la fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

- ❖ La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_{sol}}$ avec : $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5bar = 250KN/m^2$

1- Semelles filantes :

a- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \text{D'où :} \quad B \geq \frac{N_s}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal				
Voile	L(m)	N_s(KN)	B(m)	S = B. L (m²)
VT1	2.75	783.92	1.14	3.14
VT2	1.65	912.00	2.21	3.64
La somme des surfaces				6.78

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile sens longitudinal				
Voile	L(m)	N_s(KN)	B(m)	S = B. L (m²)
VL1	1.30	625.85	1.92	2.50
VL2	1.85	912.00	1.97	3.65
VL3	1.70	883.34	2.08	3.54
La somme des surfaces				9.69

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

$S_v = \sum S_i = \sum B_i * L_i = 16.47 m^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :
 - Si : $e > \frac{L}{6} \implies$ **Répartition trapézoïdale.**
 - Si : $e \leq \frac{L}{6} \implies$ **Répartition triangulaire.**

Avec : $q_{min}^{max} = \frac{R}{L} (1 \pm \frac{6e}{L})$; $q_{L/4} = \frac{R}{L} (1 + \frac{3e}{L})$

- Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

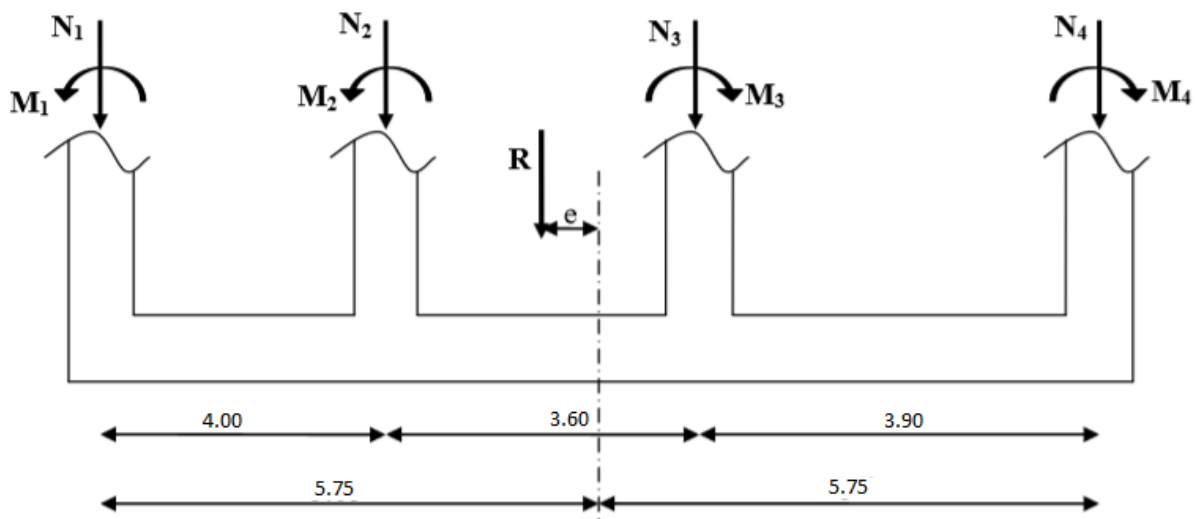


Figure VII.1 : répartition des efforts dans la semelle.

Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique transversal (B).

- Détermination de la résultante des charges:

Poteaux	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_i (m)	$N_i \cdot e_i$ (KN.m)
1	1096.7	0.597	-5.75	-6306.025
2	883.34	3.313	-1.75	-1545.845
3	946.3	1.269	1.85	1750.655
4	923.86	0.905	5.75	5312.195
Sommes	3850.2	6.084	/	-789.02

Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$R = \sum N_i = 3850.2 \text{ KN}$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-789.20 + 6.084}{3850.2} = -0,20 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = -0,20 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.3}{6} = 2.05 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle:

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3850.20}{12.30} \left(1 + \frac{6 \cdot (-0.20)}{12.30}\right) = 282.48 \text{ KN/ml} \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3850.20}{12.30} \left(1 - \frac{6 \cdot (-0.20)}{12.30}\right) = 343.56 \text{ KN/ml} \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3850.20}{12.30} \left(1 + \frac{3 \cdot (-0.20)}{12.30}\right) = 297.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{297.75}{250} = 1.19 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1.50 \text{ m}$$

$$S_p = B \cdot L = 1,5 \cdot 12.30 = 18.45 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad S_p = 18.45 \text{ m}^2.$$

Avec : S_p : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p \quad \Longrightarrow \quad S_{tot} = 16.47 + 18.45 \cdot 4 \quad \Longrightarrow \quad S_{tot} = 90.27 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 14.30 \cdot 11.50 = 164.45 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad S_{bâtiment} = 164.45 \text{ m}^2.$$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{90.27}{164.45} = 0,54 \quad \text{c-à-d } 54 \% \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 54 % de la surface de bâtiment.

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol $\bar{\sigma}_{sol}$ qui est modérée ($\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar}$) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.5: Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a- Pré-dimensionnement :

❖ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

❖ **Selon la condition forfaitaire :**

➤ **Sous poteaux :**

a.1: La dalle:

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande distance entre deux files successifs ainsi qu'une hauteur minimale de 25 cm pour h_d .

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{350}{20} = 17.50 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_d = 30 \text{ cm} .$$

a.2 : La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_n = 100 \text{ cm} .$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad \Longrightarrow \quad 0,4 * 100 \leq b_n \leq 0,7 * 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{On prend : } b_n = 40 \text{ cm} .$$

a.3 : La dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \Longrightarrow \quad \frac{350}{50} \leq h \leq \frac{350}{40}$$

$$7 \leq h \leq 8.75 \quad \text{On prend : } h = 10 \text{ cm} .$$

➤ **Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Longrightarrow \quad \frac{350}{8} = 43.75 \leq h \leq \frac{350}{5} = 70$$

$$43.75 \leq h \leq 73 \quad \text{On prend : } h = 100 \text{ cm} .$$

• **Condition de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \quad \text{Avec} \quad L_e : \text{longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m).

On a :

$$L_{\max} = 3.50 \text{ m}; E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}; K = 40 \text{ MPa} \text{ pour un sol moyen} .$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

$$\implies h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} * 3.50\right)^4 \frac{3*40}{10818,86}} = 0,64 \text{ m}$$

$h \geq 0,64 \text{ m}$ On prend : $h = 100 \text{ cm}$.

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 100\text{cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 40\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 10\text{cm}$.

b- Surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

- **Calcul des charges nécessaires au radier:**

• **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

- Les charges permanentes : $G = 24224,94 \text{ KN}$.
- Les surcharges d'exploitation : $Q = 4307,20 \text{ KN}$.

• **Combinaison d'actions :**

- A P'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 39168,519 \text{ KN}$.
- A P'ELS : $N_s = G + Q = 28532,140 \text{ KN}$.

• **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- A P'ELU : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{39168,519}{1,33 * 250} = 117,80 \text{ m}^2$
- A P'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{28532,14}{250} = 114,13 \text{ m}^2$

D'où : $S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 117,80 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 164,45 \text{ m}^2 > S_{radier} = 117,80 \text{ m}^2$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91 modifier 99, et il sera calculer comme suit :

D'après le(BAEL99), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$L_{débo} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right)$ Avec : h : la hauteur de la nervure
 $L_{débo} \geq 50 \text{ cm}$ On prend : $L_{débo} = 50 \text{ cm}$.

$S_{débo} = (11,50 + 14,30) * 2 * 0,50 + 4 * (0,5)^2 = 27,80 \text{ m}^2$
 $\implies S_{débo} = 27,80 \text{ m}^2$

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débo} \implies S_{radier} = 164,45 + 27,80 = 192,25 \text{ m}^2$.

$$\implies S_{radier} = 192.25 \text{ m}^2.$$

c- Détermination des efforts à la base du radier :

• Poids total du radier :

P_{radier} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + poids de la dalle flottante

✓ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 192.25 * 0,3 * 25 = 1441.87 \text{ KN.} \implies P_{dalle} = 1441.87 \text{ KN.}$$

✓ **Poids des nervures :**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum(l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0,4(1 - 0,3) * 25 \sum(11.50 * 6 + 14.30 * 4) \implies P_{ner} = 883.4 \text{ KN.}$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

Avec : $S_{ner} = b_n \sum(l_x \cdot n + l_y \cdot m) = 0.4 \sum(11.50 * 6 + 14.30 * 4) = 50.48 \text{ KN.}$

$$P_{TVO} = (192.25 - 50.48) \cdot (1 - 0,3) \cdot 17 = 1609.47 \text{ KN} \implies P_{TVO} = 1687.06 \text{ KN.}$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{pdf} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 192.25 * 0,1 * 25 = 464.33 \text{ KN.} \implies P_{df} = 480.62 \text{ KN.}$$

$$P_{radier} = 1441.87 + 883.4 + 1687.06 + 480.62 = 4492.95 \text{ KN}$$

$$\implies P_{radier} = 4492.95 \text{ KN.}$$

• Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment} \quad ; \quad Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 4492.95 + 24224.94 = 28717.89 \text{ KN} \implies G_{tot} = 28717.89 \text{ KN.}$$

La charge d'exploitation d'entre sol $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ (usage commercial)

$$Q_{tot} = 3,5 * 192.25 + 4307.20 = 4980.07 \text{ KN} \implies Q_{tot} = 4980.07 \text{ KN.}$$

• Combinaison d'actions :

- ✓ A PELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 46239.25 \text{ KN}$
- ✓ A PELS : $N_s = G + Q = 33697.96 \text{ KN}$

VI.6: Quelques vérifications:

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 * 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{46239.25 * 1}{192.25} * \frac{3.50}{2} = 420.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{420.90 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1.50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

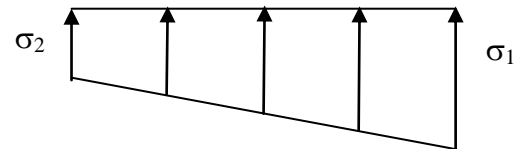


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 7.55 \text{ m.} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.05 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

$X_i Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15.10 * 12.30^3}{12} = 2341.59 \text{ m}^4 \quad \Longrightarrow \quad I_{xx} = 2341.59 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.30 * 15.10^3}{12} = 3529.02 \text{ m}^4 \quad \Longrightarrow \quad I_{yy} = 3529.02 \text{ m}^4.$$

- Sens longitudinal :

$$M_x = 34616.386 + (1602.75 * 0.70) = 35738.31 \text{KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46239.25}{192.25} + \frac{35738.31}{3529.02} * 7.55 \implies \sigma_1 = 316.46 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46239.25}{192.25} - \frac{35738.31}{3529.02} * 7.55 \implies \sigma_2 = 164.56 \text{KN/m}^2.$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 * 316.46 + 164.56}{4} = 278.48 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 278.48 \text{KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \text{KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{33697.96}{192.25} + \frac{35738.31}{3529.02} * 7.55 \implies \sigma_1 = 251.23 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{33697.96}{192.25} - \frac{35738.31}{3529.02} * 7.55 \implies \sigma_2 = 99.33 \text{KN/m}^2.$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 * 251.23 + 99.33}{4} = 213.25 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 213.25 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal:

$$M_y = 37902.339 + (1738.17 * 1) = 39640.51 \text{KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46239.25}{192.25} + \frac{39640.51}{2341.59} * 6.05 \implies \sigma_1 = 342.92 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46239.25}{192.25} - \frac{39640.51}{2341.59} * 6.05 \implies \sigma_2 = 138.09 \text{KN/m}^2.$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 * 342.92 + 138.09}{4} = 291.71 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 291.71 \text{KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 332.5 \text{KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{33697.96}{192.25} + \frac{39640.51}{2341.59} * 6.05 \implies \sigma_1 = 277.67 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{33697.96}{192.25} - \frac{39640.51}{2341.59} * 6.05 \implies \sigma_2 = 72.85 \text{KN/m}^2.$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 \times 277.67 + 72.85}{4} = 226.46 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma_m = 226.46 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	xx	316.46	164.56	278.48	251.23	99.33	213.25
	yy	342.92	138.09	291.71	277.67	72.85	226.46
σ_m^{max}		291.71			226.46		

Tableau VII.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique .

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$) ;

$$P = 28716.89 \text{ KN}.$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 * 192.25 * 10 * 1 = 2883.75 \text{ KN}.$$

$P = 28716.89 \text{ KN} \gg 2883.75 \text{ KN} \implies$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à L'ELU ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

a : Epaisseur du poteau ou du voile ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m) ;

h : Hauteur de la nervure égale à 100 cm.

• Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,45 + 0,45 + 2 * 1) * 2 = 5.80 \text{ m} .$$

$$N_u = 1602.75 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 5.80 * 1 * 25 * 10^3}{1,5} = 4350 \text{ KN} .$$

$$N_u = 1602.75 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification pour les voiles :

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,2 + 1 + 2 * 1) * 2 = 6.40 \text{ m} .$$

$$N_u = 2038,61 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 6.40 * 1 * 25 * 10^3}{1,5} = 4800 \text{ KN} .$$

$$N_u = 1738.17 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

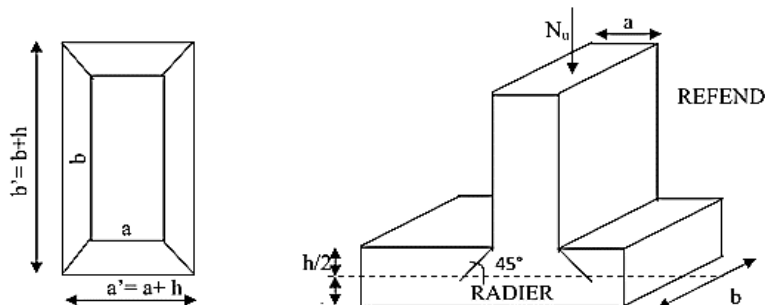


Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

VI.7: Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le *(BAEL 91 modifié 99)* ; on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

▪ **1^{er} Cas :** Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

▪ **2^{eme} Cas :** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients $(\mu_x ; \mu_y)$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = l_x / l_y$; $(l_x < l_y)$.

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a- Ferrailage de la dalle :

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.50}{4.00} = 0,87 \implies \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

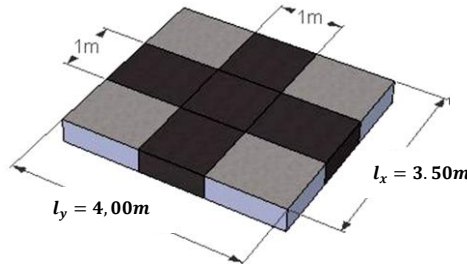


Figure VII.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

ELU : $\sigma_m^{max} = 291.71 \text{ KN/m}^2$.

ELS : $\sigma_m^{max} = 226.46 \text{ KN/m}^2$.

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

ELU : $q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(291.71 - \frac{4491.95}{192.25} \right) \times 1m = 268.34 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1m = \left(226.46 - \frac{4491.95}{192.25} \right) \times 1m = 203.09 \text{ KN/ml.}$

a.1: Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,87 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{array} \right.$$

- Moment isostatique:

Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0488 \times 268.34 \times 3.50^2 \implies M_{0x} = 160.41 \text{ KN.m.}$

Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,721 \times 160.41 \implies M_{0y} = 115.49 \text{ KN.m.}$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

➤ Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,3M_0$.
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$.

➤ Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$.
- Moment en travée : $M_t = 0,75M_0$.

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suit :

▪ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 160.41 = 120.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 115.49 = 86.61 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 160.41 = -80.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 115.49 = -57.74 \text{ KN.m.}$$

a.2 : Ferrailage du panneau :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{80.20 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_i = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,963$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{80.20 \times 10^3}{0,963 \times 28 \times 348} = 8.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 7\text{HA}14 = 10.77 \text{ cm}^2$. avec $S_t = 15\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u	μ	β	obs	A (cm ²)	ferrailage	A _{adoptée}	S _t
x-x	Appuis	-80.20	0.072	0.963	SSA	8.54	7HA14	10.77	15
	Travée	120.30	0.108	0.943	SSA	13.09	7HA16	14.07	15
y-y	Appuis	-57.74	0.050	0.974	SSA	6.09	7HA14	10.77	15
	Travée	86.61	0.078	0.959	SSA	9.28	7HA16	14.07	15

Tableau VII.5 : Résultats des ferrailages.

a.3 : Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

- **Armatures parallèles à l_x :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b.h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b.h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400 \text{ MP}_a$.

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0,87}{2} \times 100 \times 30 \implies A_{min}^x = 2,56 \text{ cm}^2.$$

- Armatures parallèles à l_y :
- $\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b.h} \geq \omega_0 \implies A_{min}^y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \implies A_{min}^y = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	10.77	2,56	Condition vérifiée
	Travée	14.07		Condition vérifiée
yy	Appuis	10.77	2,40	Condition vérifiée
	travée	14.07		Condition vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ **Vérification des espacements : (Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = \text{min} \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \text{min} \{4h ; 45\text{cm}\} = \text{min} \{4 \times 30 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

Avec :

$$P = q_u l_x l_y = 268.34 \times 3.50 \times 4,00 = 3756.76 \text{ KN/m}^2;$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = (3.33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}.$$

- **Sens x-x :**

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3756.76}{3 \times 4,00} = 313.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{313.06 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1,11 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3756.76}{2 \times 4 + 3.5} = 326.67 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{326.67 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1.16 \text{ MP}_a.$$

$\tau_u = 1,16 \text{ MP}_a < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MP}_a \implies$ Condition vérifiée.

a.4 : Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\begin{cases} \rho = 0,87 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

- Moment isostatique :

Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0559 \times 203.09 \times 3.5^2 = 139.07 \text{ KN.m.}$
 Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.804 \times 139.07 = 111.81 \text{ KN.m.}$

▪ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 139.07 = 104.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 111.81 = 83.85 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 139.07 = -69.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 111.81 = -55.90 \text{ KN.m.}$$

a.5: Vérification état limite de compression :

▪ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 14.07}{100 \cdot 28} \implies \rho_1 = 0,506 \implies \beta_1 = 0,893 \implies K_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{104.30 \cdot 10^6}{0,893 \cdot 280 \cdot 1407} \implies \sigma_s = 296.46 \text{ MP}_a$$

$\sigma_s = 296.46 \text{ MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{ MP}_a \implies$ Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{296.46}{31.73} \implies \sigma_{bc} = 9.34 \text{ MP}_a$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a$$

$\sigma_{bc} = 9.34 \text{ MP}_a < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}_a \implies$ Condition vérifiée

Sens	Zone	Ms(KN. m)	A(ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
X-X	appuis	-69.53	10.77	0,388	0,904	37.08	255.05	348	6.87	15	CV
	Travée	104.30	14.07	0,506	0,893	31.73	296.46		9.34		CV
Y-Y	appuis	-55.90	10.77	0,388	0,904	37.08	205.05		5.52		CV
	Travée	83.85	14.07	0,506	0,893	31.73	238.34		7.51		CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

b- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

b.1 : Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = q_u = 268.34 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-268.34 \times 0.4^2}{2} = -21.46 \text{ KN.m}$$

A l'ELS: $P_s = q_s = 203.09 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-203.09 \times 0.4^2}{2} = -16.24 \text{ KN.m}$$

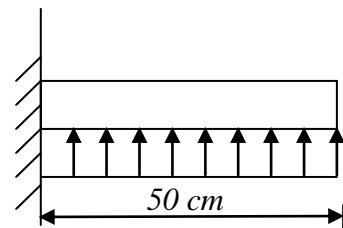


Figure VII.5 : Schéma statique du débord.

b.2 : Calcul des armatures :

$b=1\text{m}$; $d=28\text{cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21.46 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0.020 \implies \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.46 \times 10^3}{0.990 \times 28 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \implies$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

b.3 : Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99) :**

On doit vérifier que : $A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{348} = 3,88 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,88 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \implies \text{avec : } St = 25 \text{ cm.}$

b.4 : Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 28} = 0.198 \implies \beta_1 = 0.928 \implies k_1 = 54.44$$

$$\implies K = \frac{1}{k_1} = 0.018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16.24 \times 10^3}{0.928 \times 28 \times 5.65} = 112.41 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 112.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification état limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.018 \times 112.41 = 2.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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 prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c-Ferrailage des nervures:

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens. La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées. Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$b_n = 40 \text{ cm} ; \quad h_n = 100 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

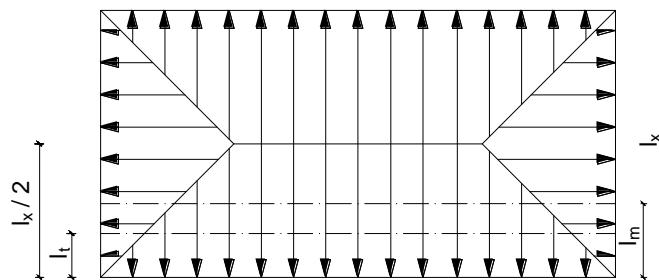


Figure VII.6 : Présentation des chargements.

1- Charges revenant à la nervure :

- ◆ Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

- ◆ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2- Charges à considérer :

- ◆ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- ◆ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3- Détermination des charges :

$$\text{l'ELU: } q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radie}}}{S_{\text{radie}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(291,71 - \frac{4492,95}{192,25} - \frac{883,40}{50,48} \right) = \mathbf{250,84KN/ml}$$

$$\text{l'ELS: } q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radie}}}{S_{\text{radie}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(226,46 - \frac{4492,95}{192,25} - \frac{883,40}{50,48} \right) = \mathbf{185,58KN/ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 3 dans le sens $X - X$, et la file B dans le sens $Y - Y$

➤ **Sens longitudinal** : Nervure (file 3) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.4	4	0.85	Triangulaires	1.13	0.85	250.48	185.58	283.04	566.08	209.70	419.40	212.90	425.80	157.74	315.48
	2	3.4	3.6	0.944	Triangulaires	1.13	0.85	250.48	185.58	283.04		209.70		212.90		157.74	
B - C	1	3.5	4	0.875	Triangulaires	1.16	0.87	250.48	185.58	290.55	581.10	215.27	430.54	217.91	435.83	161.45	322.90
	2	3.5	3.6	0.972	Triangulaires	1.16	0.87	250.48	185.58	290.55		215.27		217.91		161.45	
C - D	1	3.4	4	0.85	Triangulaires	1.13	0.85	250.48	185.58	283.04	566.08	209.70	419.40	212.90	425.80	157.74	315.48
	2	3.4	3.6	0.94	Triangulaires	1.13	0.85	250.48	185.58	283.04		209.70		212.90		157.74	
D - E	1	3.39	4	0.84	Triangulaires	1.12	0.84	250.48	185.58	280.53	561.06	207.84	415.68	210.40	420.80	155.88	311.76
	2	3.39	3.6	0.94	Triangulaires	1.12	0.84	250.48	185.58	280.53		207.84		210.40		155.88	
E-F	1	3.15	4	0.78	Triangulaires	1.04	0.78	250.48	185.58	260.49	520.98	193.00	386.00	195.37	390.74	144.75	289.50
	2	3.15	3.6	0.87	Triangulaires	1.04	0.78	250.48	185.58	260.49		193.00		195.37		144.75	

Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ **Sens transversal:** Nervure (file B) :

travée	panneau	l_y	l_x	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.4	4	1.29	trapezoidale	0.89	0.33	250.48	185.58	222.92	440.83	165.16	326.61	222.92	440.83	61.24	118.76
	2	3.5	4	1.30	trapezoidale	0.87	0.31	250.48	185.58	217.91		161.45		217.91		57.52	
B - C	1	3.4	3.6	1.19	trapezoidale	0.95	0.52	250.48	185.58	237.95	475.90	176.30	352.60	237.95	475.90	96.50	193
	2	3.5	3.6	1.19	trapezoidale	0.95	0.52	250.48	185.58	237.95		176.30		237.95		96.50	
C - D	1	3.4	3.9	1.26	trapezoidale	0.91	0.40	250.48	185.58	227.93	448.35	168.87	332.18	227.93	448.35	74.23	139.18
	2	3.5	3.9	1.28	trapezoidale	0.88	0.35	250.48	185.58	220.42		163.31		220.42		64.95	

Tableau VII.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

4- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

➤ Sens longitudinal :

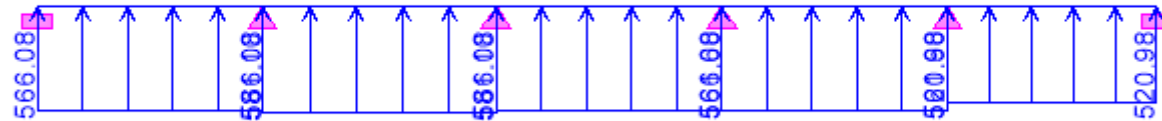


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

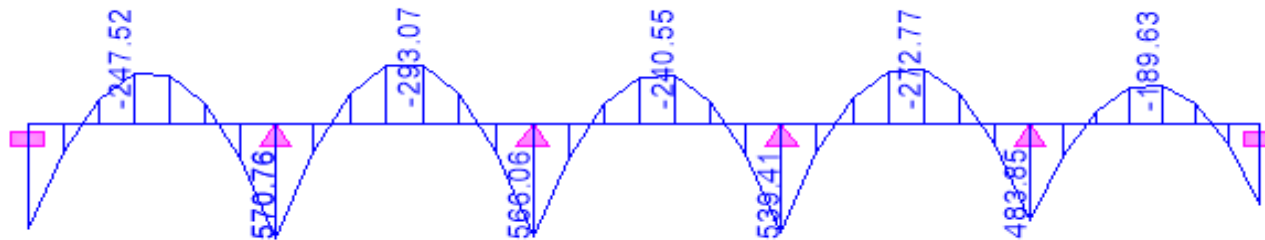


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

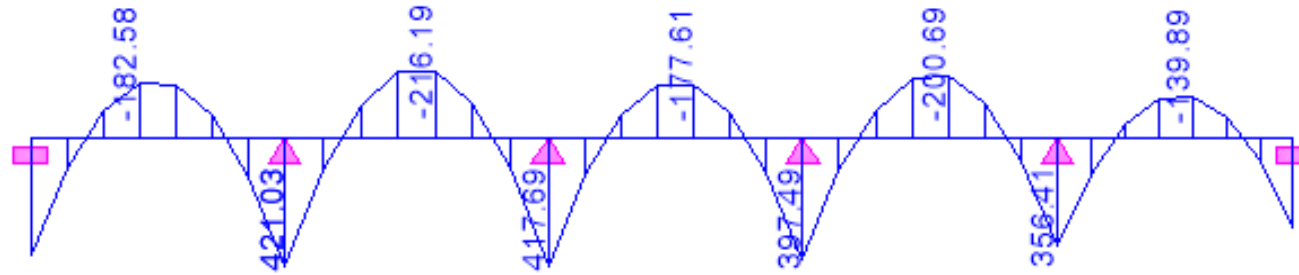


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

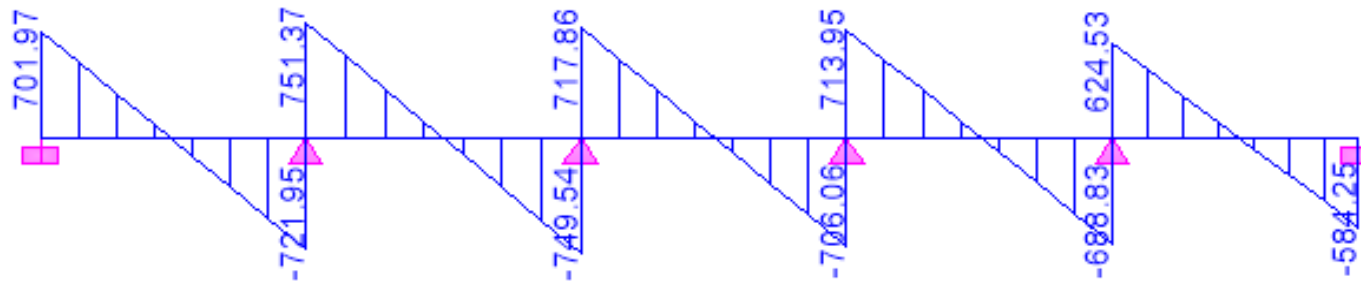


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Sens transversal :

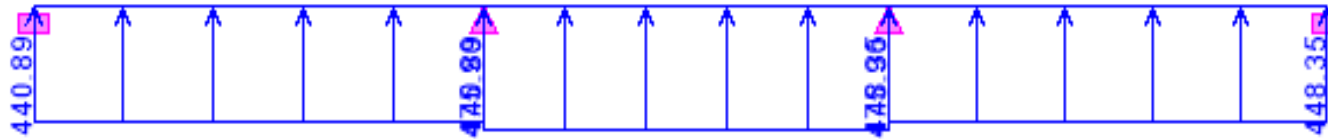


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

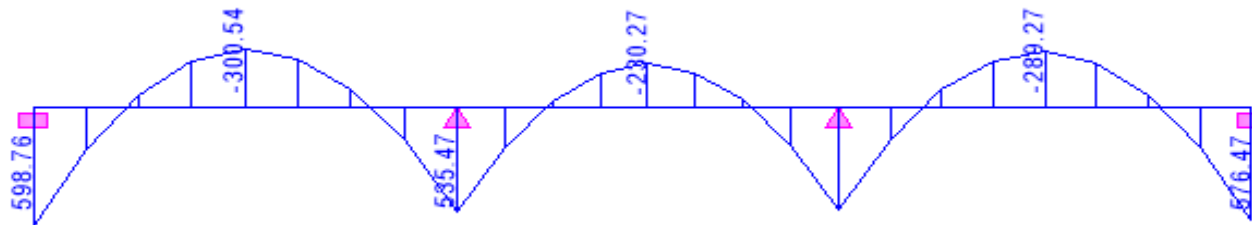


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

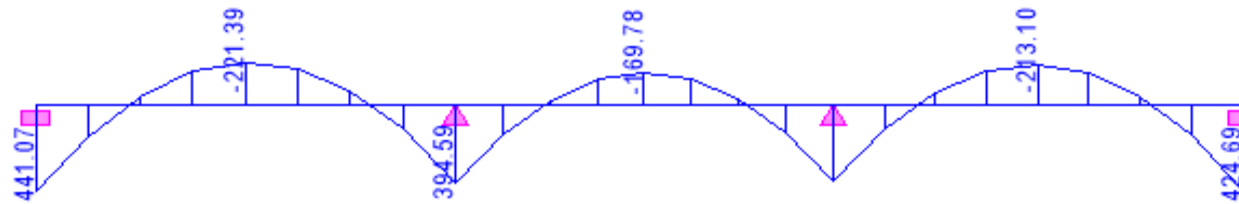


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

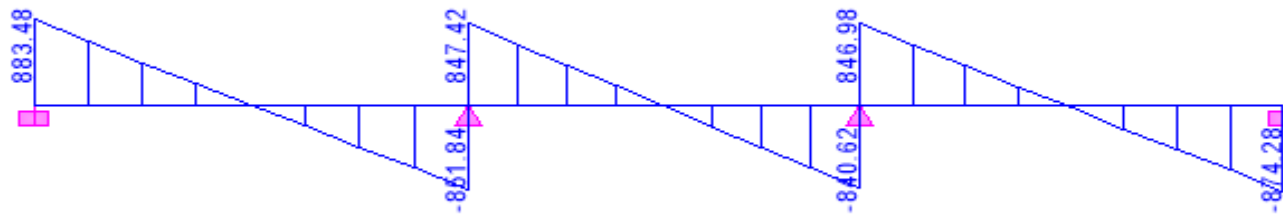


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(\text{KN.m})$	598.76	441.07	570.76	421.03
$M_{tmax}(\text{KN.m})$	300.54	221.39	293.07	216.19
$T_{max}(\text{KN})$	883.48		751.37	

Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures.

5- Calcul des Armatures :

➤ **Armatures longitudinales :** $b = 40\text{cm}$; $d = 98\text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée} (\text{cm}^2)$
xx	Appuis	598.76	0.108	0.943	SSA	18.61	6HA16 filante + 6HA14 = 21.29
	Travée	300.54	0.054	0.972	SSA	9.32	6HA16 = 12.06
yy	Appuis	570.76	0.104	0.945	SSA	17.70	6HA16 filante + 6HA14 = 21.29
	travée	293.07	0.052	0.973	SSA	8.83	6HA16= 12.06

Tableau VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales :** (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit :} \quad \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{25; 19.20\} = 10 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$ en zone courante

- **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

- **Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 70cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

6- Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 98 \times \frac{2.1}{400} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.28 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale : $T_u^{max} = 883.48 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{883.48 \times 10^3}{400 \times 980} = 2.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal : $T_u^{max} = 751.37 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{751.37 \times 10^3}{400 \times 980} = 1.91 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Etat limite de la compression du béton :**

- **Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

On doit vérifier que :

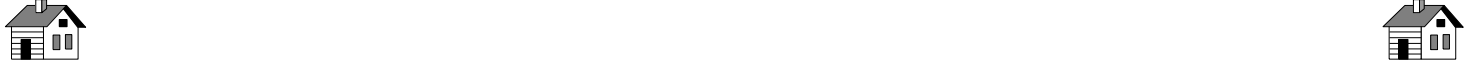
$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

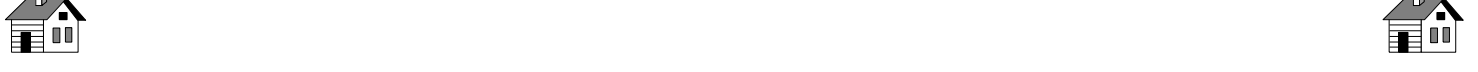
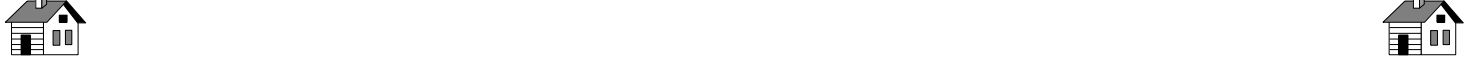
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	OB S
xx	Appuis	21.29	441.07	0.542	0.890	30.45	237.53	348	7.80	15	CV
	Travée	12.06	221.39	0.307	0.913	42.47	205.16	348	4.83	15	CV
yy	Appuis	21.29	421.03	0.543	0.890	30.45	226.73	348	7.44	15	CV
	travée	12.06	216.19	0.307	0.913	42.47	200.35	348	4.71	15	CV

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.



CONCLUSION GÉNÉRALE:



CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE:

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AOUTOCAD, SOCOTEC...)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

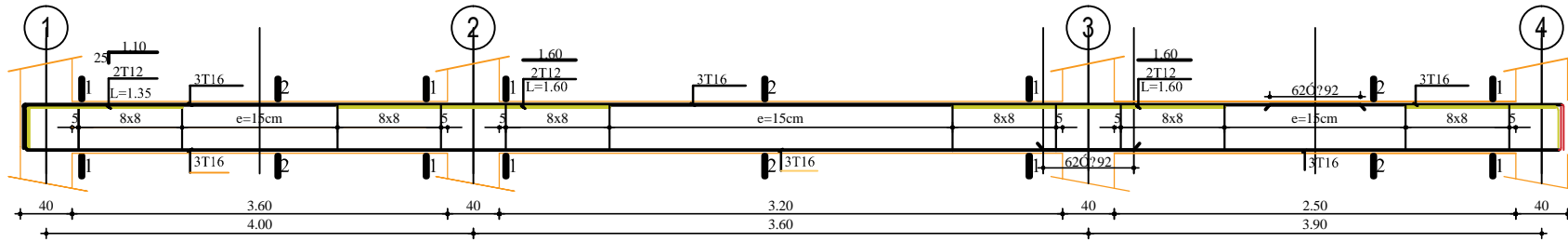


LES PLANS

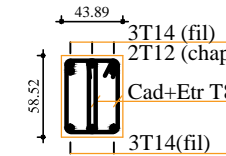
DU FERRAILLAGES

POUTRES PRINCIPALES

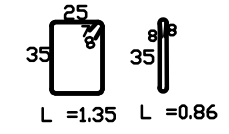
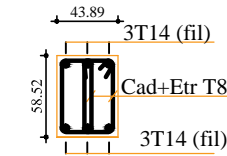
PP(30x35)



coupe 1-1
APPUI

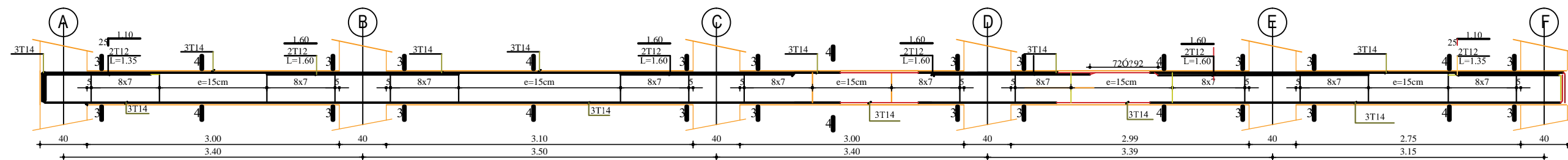


coupe 2-2
MI-TRAVEE

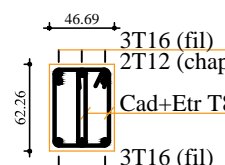


POUTRES SECONDAIRE

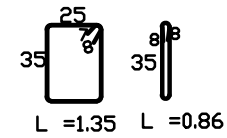
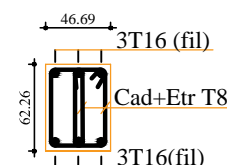
PS(30x40)



coupe 3-3
APPUI



coupe 4-4
MI-TRAVEE



UNIVERSITE MOULOU D MAMERI DE TIZI -OUZOU
Faculté du Genie de la construction
Département de Génie Civil

ferrailage Des poutres

Mr : BOAZIZ Omar

M ll : BEN KACI Dalila

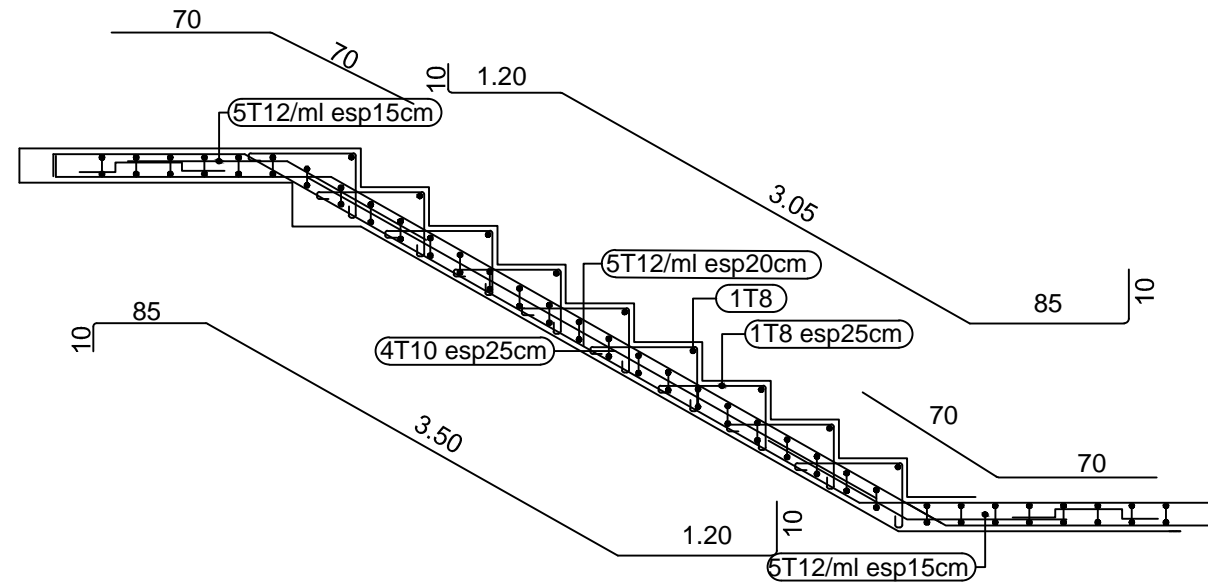
Mme: SEMAHI.R par :

Mr : BOAZIZ Omar

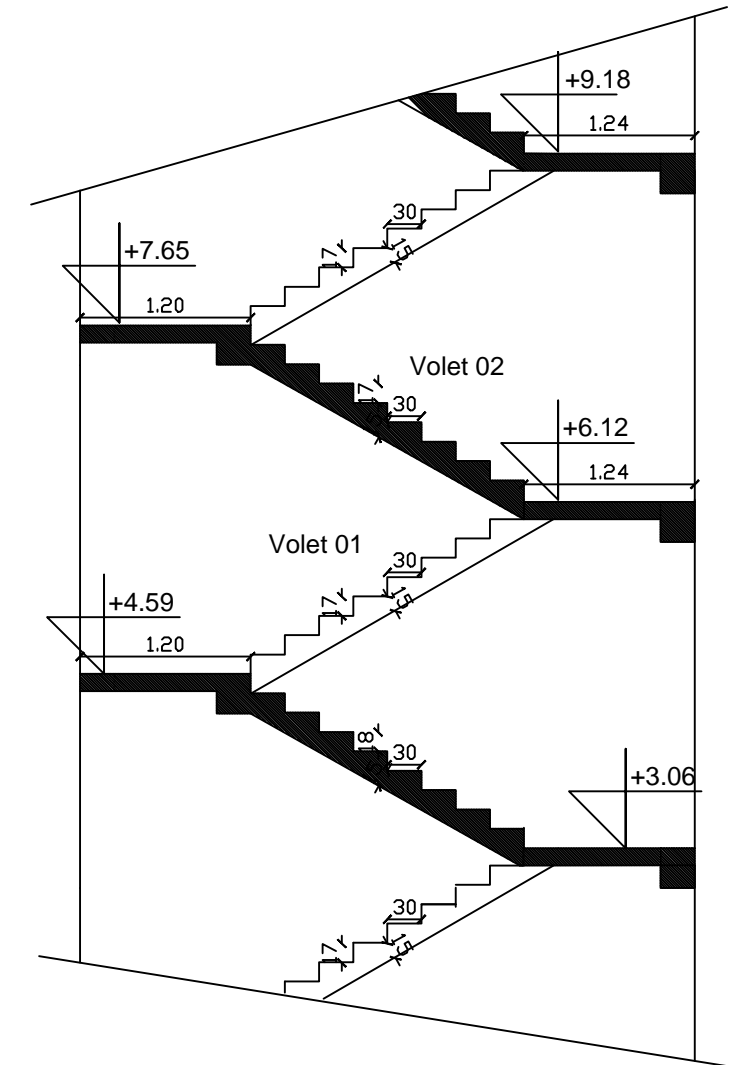
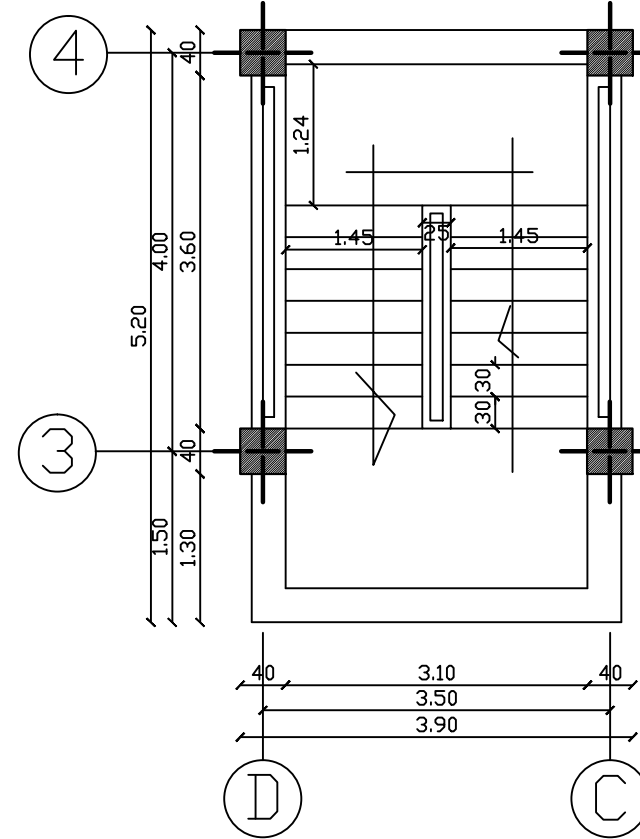
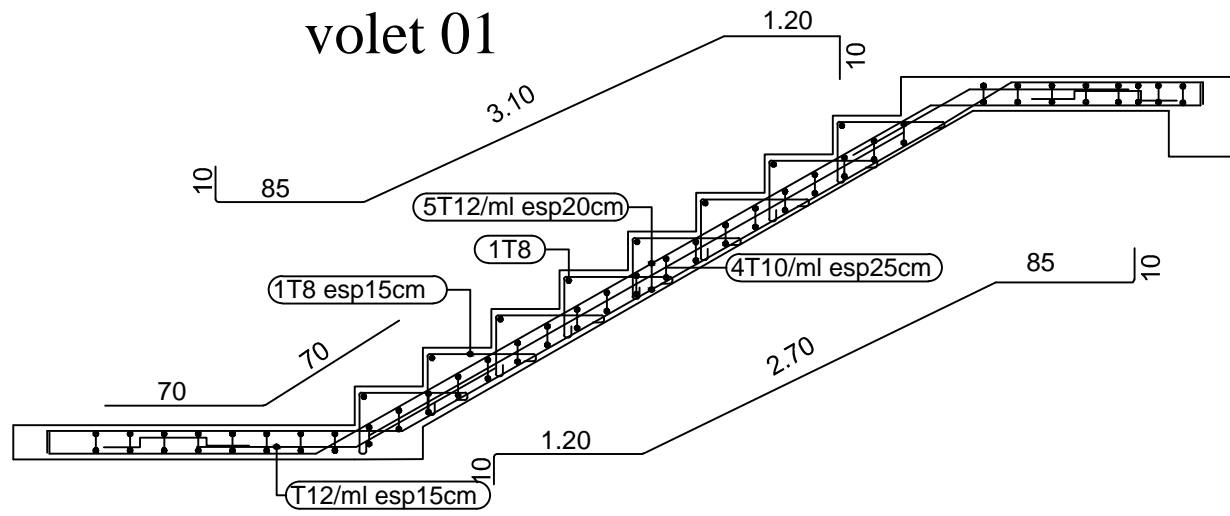
M ll : BEN KACI Dalila

Mme: SEMAHI.R

volet 02



volet 01



UNIVERSITE MOULOU D MAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

ferrailage des escaliers

Mr : BOAZIZ Omar

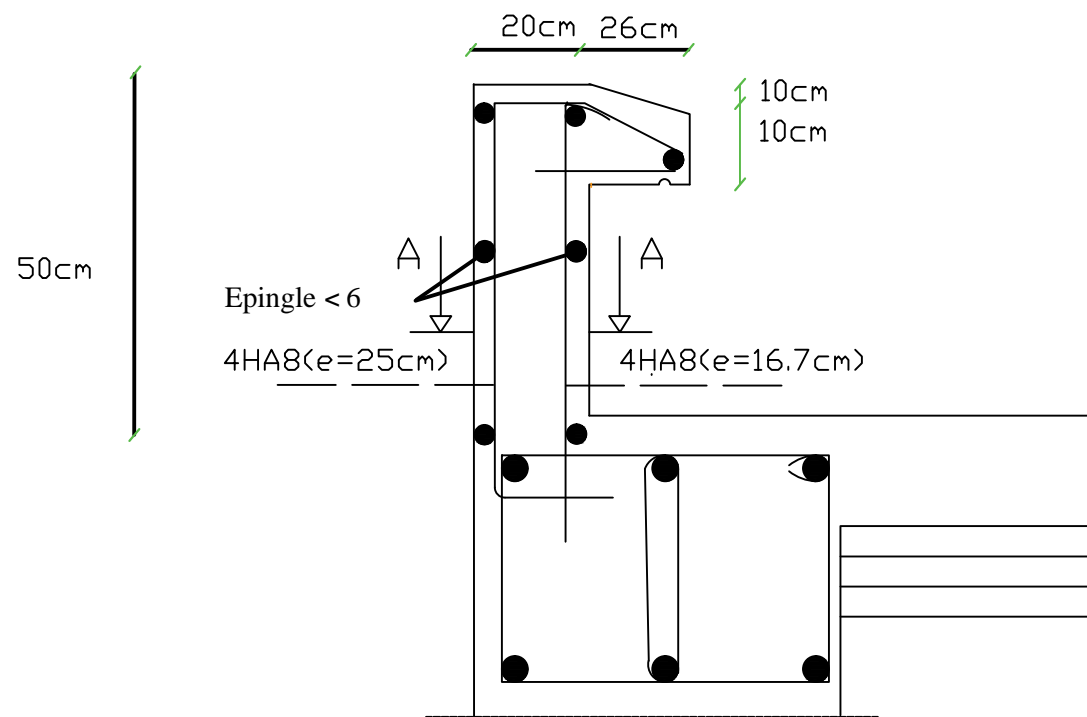
M ll : BEN KACI Dalila

Encadré par :

Mr : BOAZIZ Omar

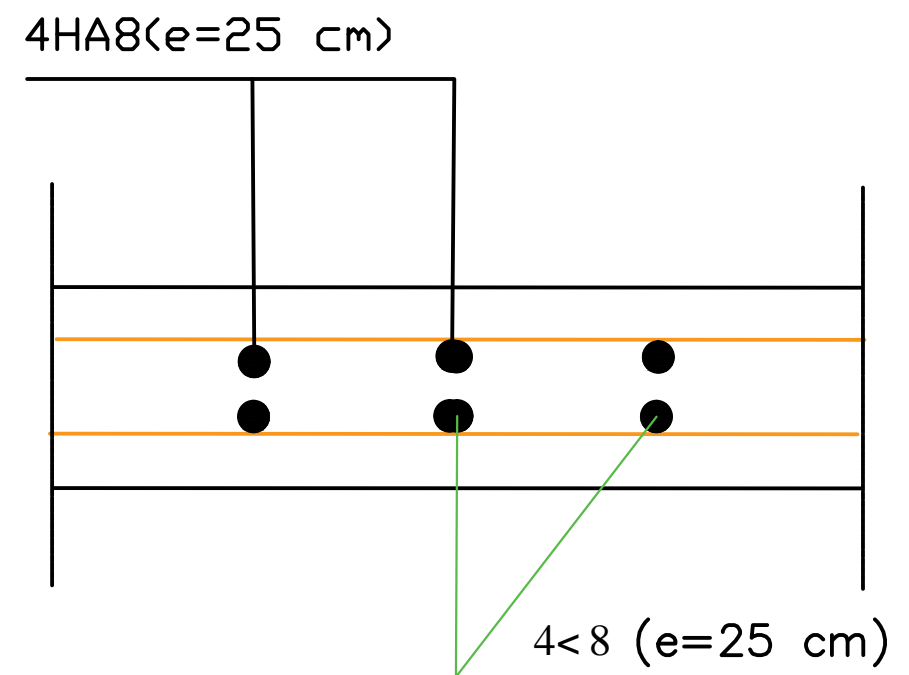
M ll : BEN KACI Dalila

Mme: SEMAHIR

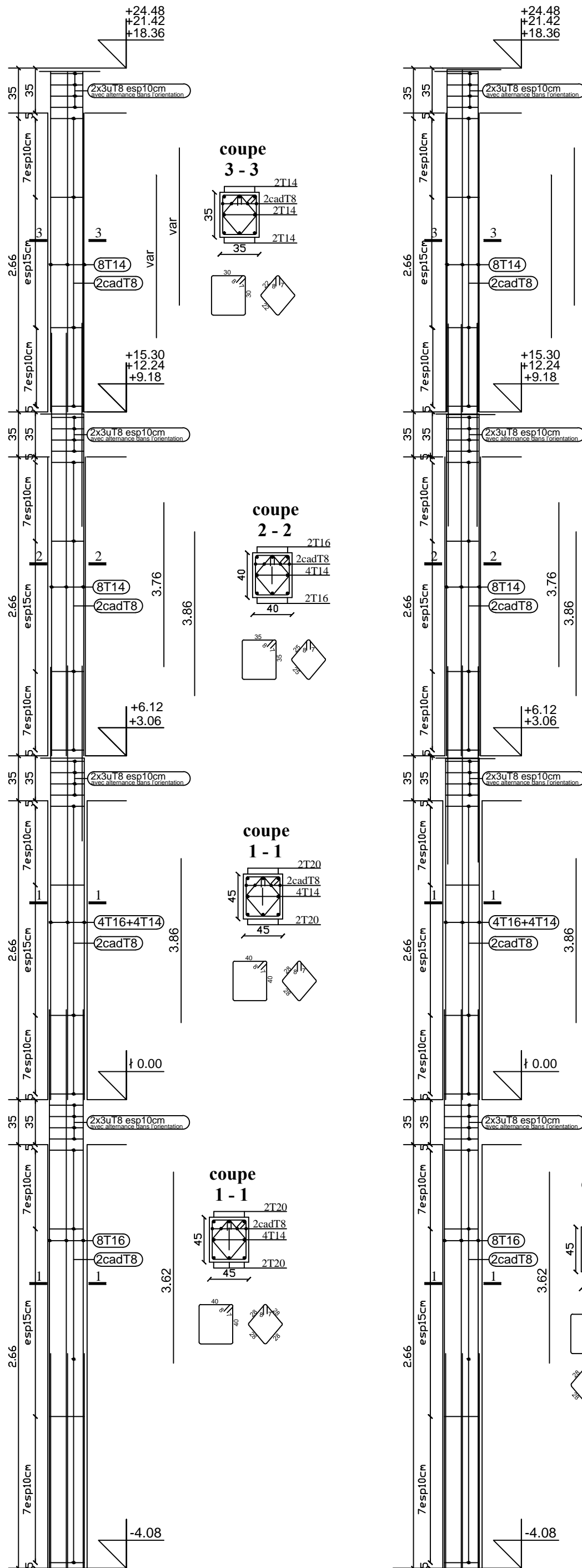


Ferraillage de l'acrotère

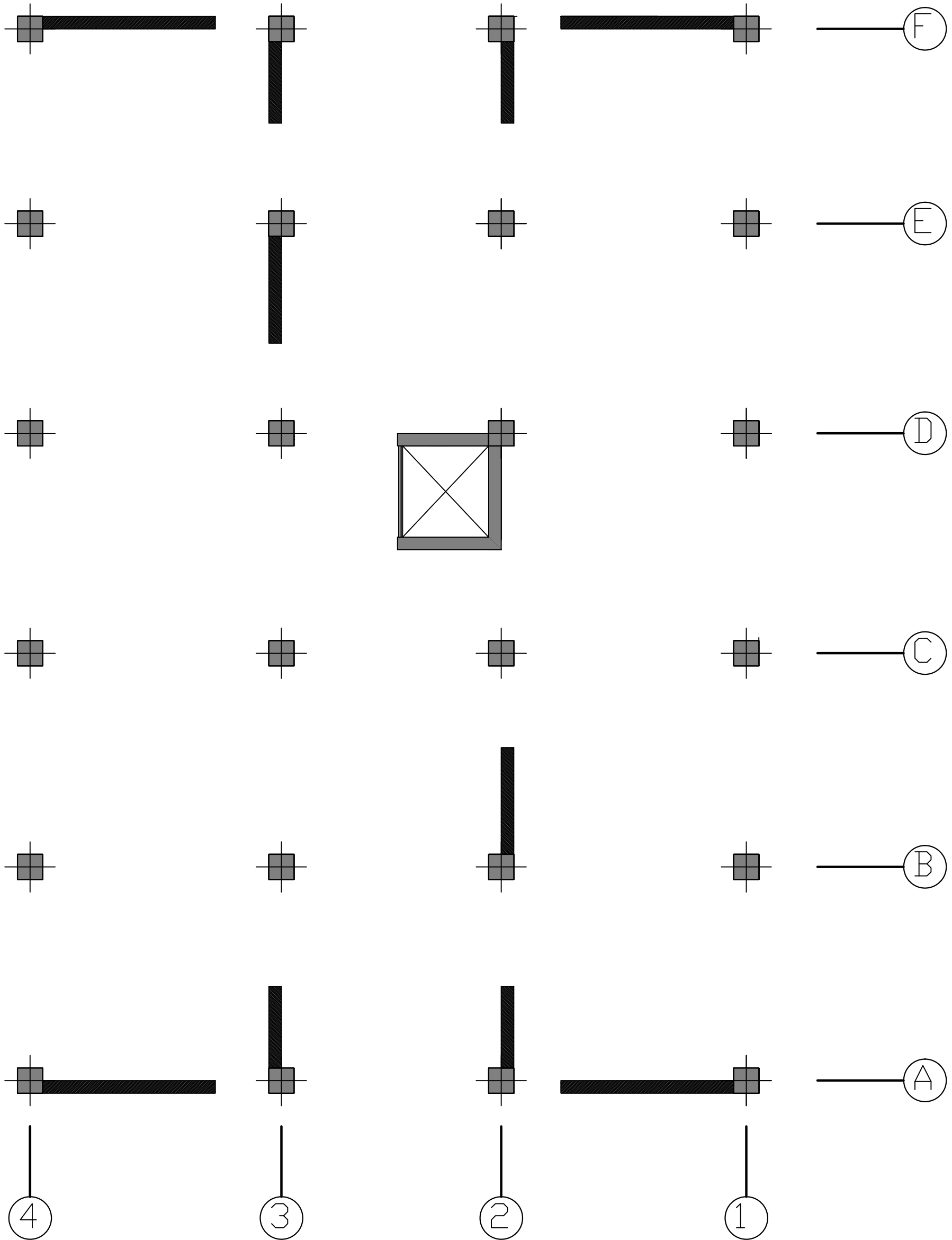
Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
coffrages et ferraillage de Radier et les nervures	
Présenté par :	Mr : BOAZIZ Omar M ll : BEN KACI Dalila
Encadré par :	Mme: SMAHIR

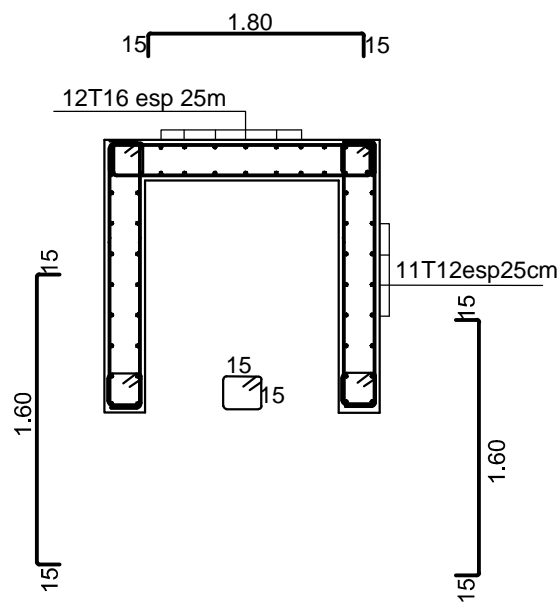
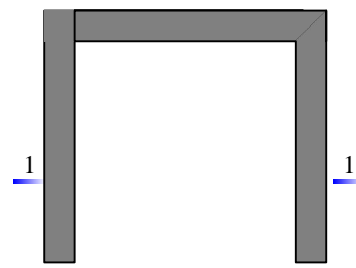
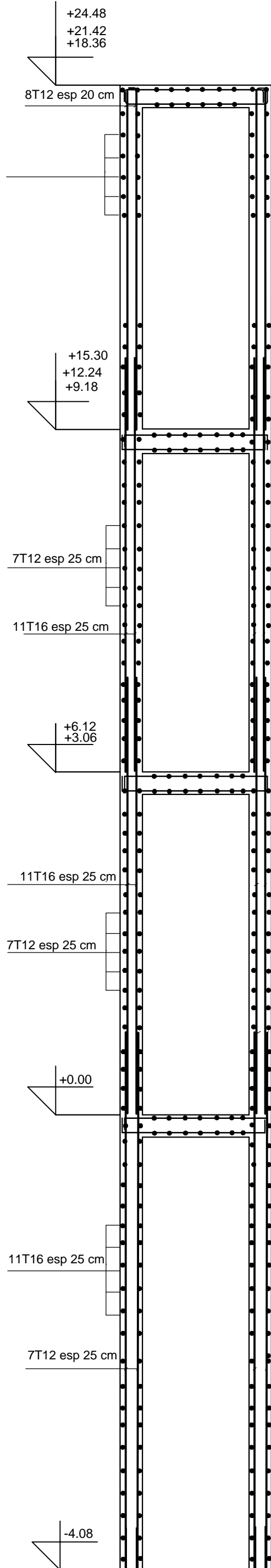


UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -DUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
coffrage et ferrailage des poteaux	
Présenté par :	Mr : BBAZIZ Omar M ll : BEN KACI Dalila
Encadré par :	Mme: SEMAHIR



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵜⴰⵏⵓⵣⵓⵣⵉⵜ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵜⴰⵖⴰⵏⵜ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵏ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵜⴰⵏⵓⵣⵓⵣⵉⵜ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵜⴰⵖⴰⵏⵜ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ	
Plans de coffrages et ferrallaiges	
ⵓⵏⵉⵎⴰⵏⵏⵉⵔ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ	Mr: BOUAZIZ Omar Melle: BEN KACI Dalila
ⵏⵉⵎⴰⵎⴰⵔⵜ ⵜⴰⵎⴰⵎⴰⵔⵜ	Mme: SMAHI.R

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)

Présenté par :

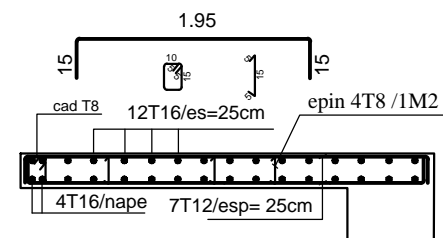
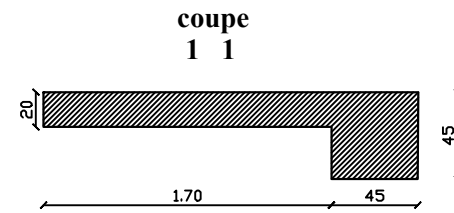
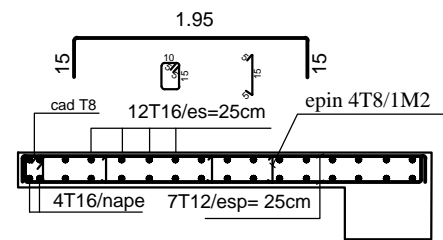
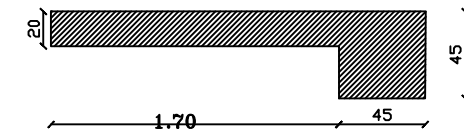
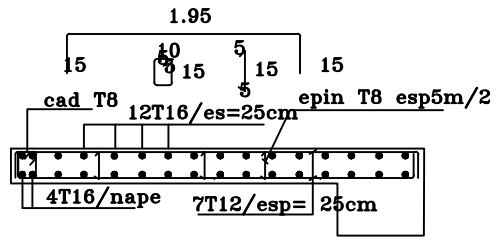
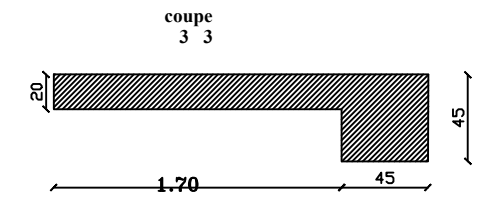
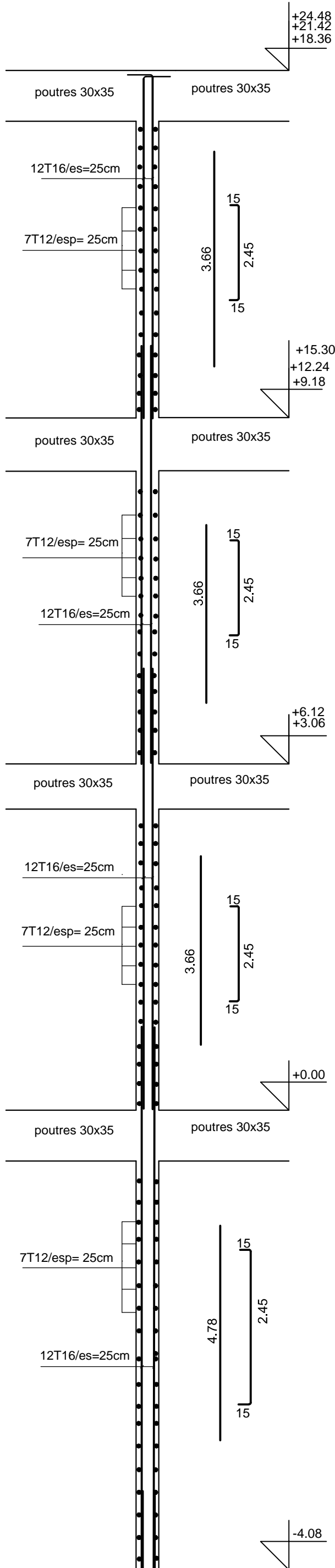
Mr : BOAZIZ Omar

M ll : BEN KACI Dalila

Encadré par :

Mme: SMAHIR

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)

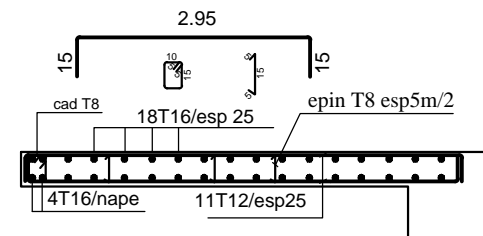
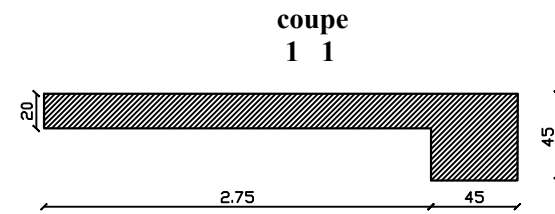
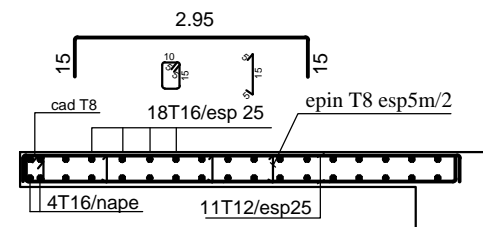
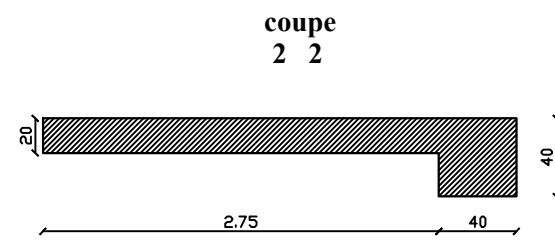
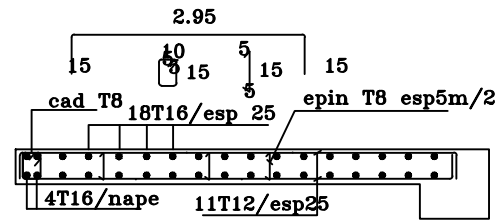
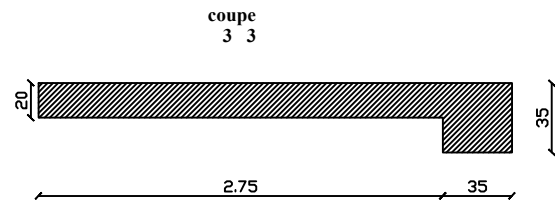
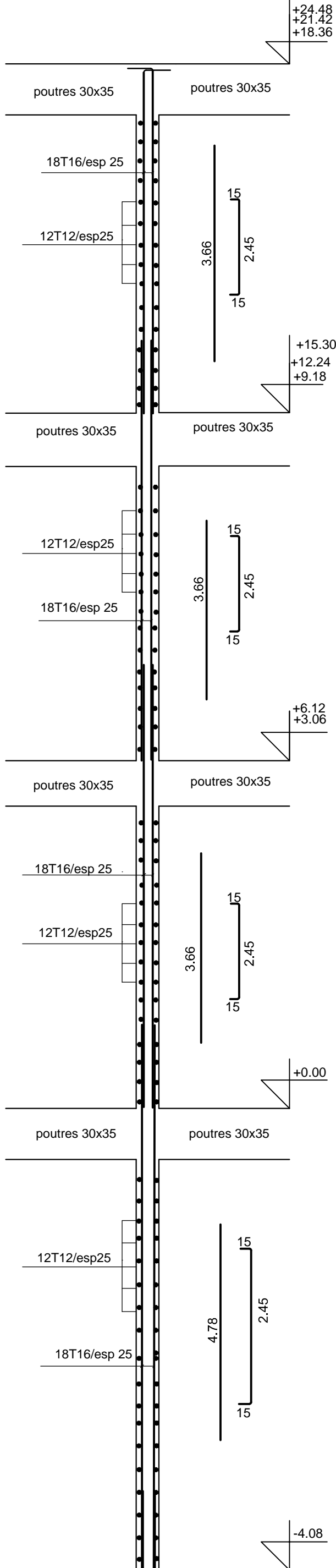
Présenté par :

Mr : BOAZIZ Omar
 M ll : BEN KACI Dalila

Encadré par :

Mme: SMAH.R

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)

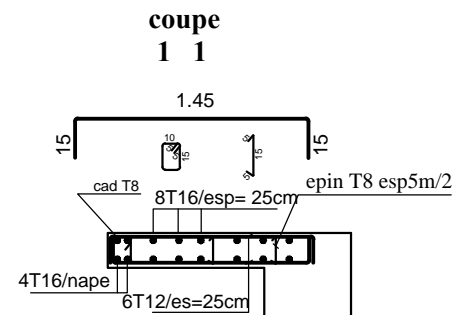
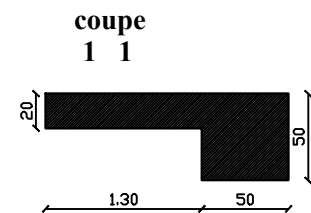
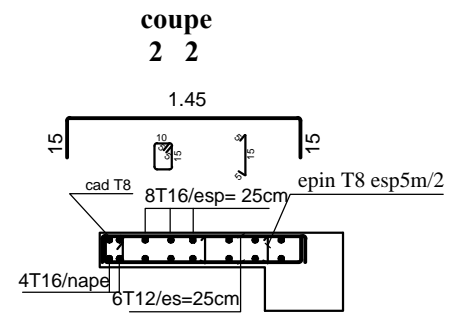
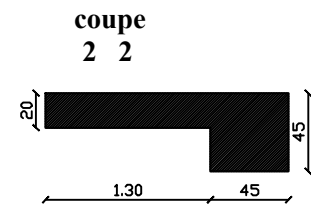
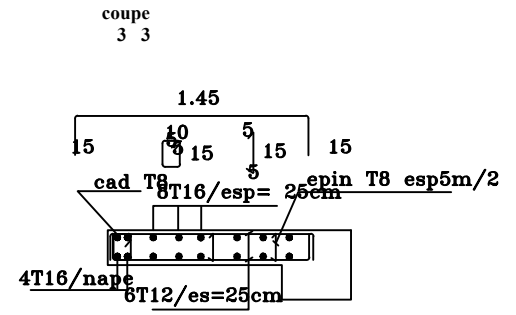
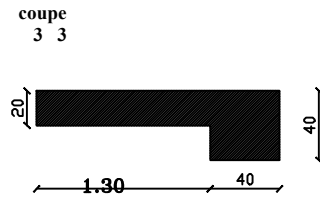
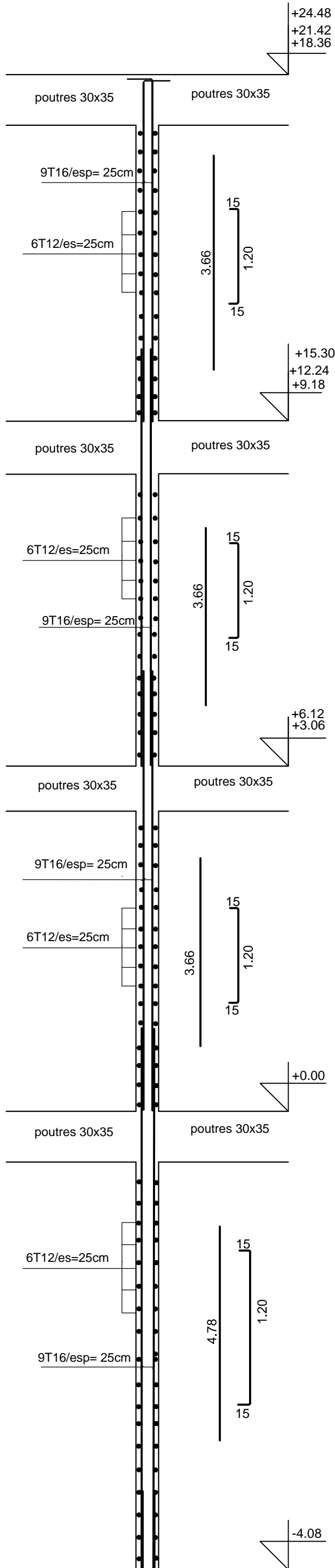
Présenté par :

Mr : BOAZIZ Omar
 M ll : BEN KACI Dalila

Encadré par :

Mme: SMAHIR

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des voiles (2.75/1.70/1.85/1.65/1.30)

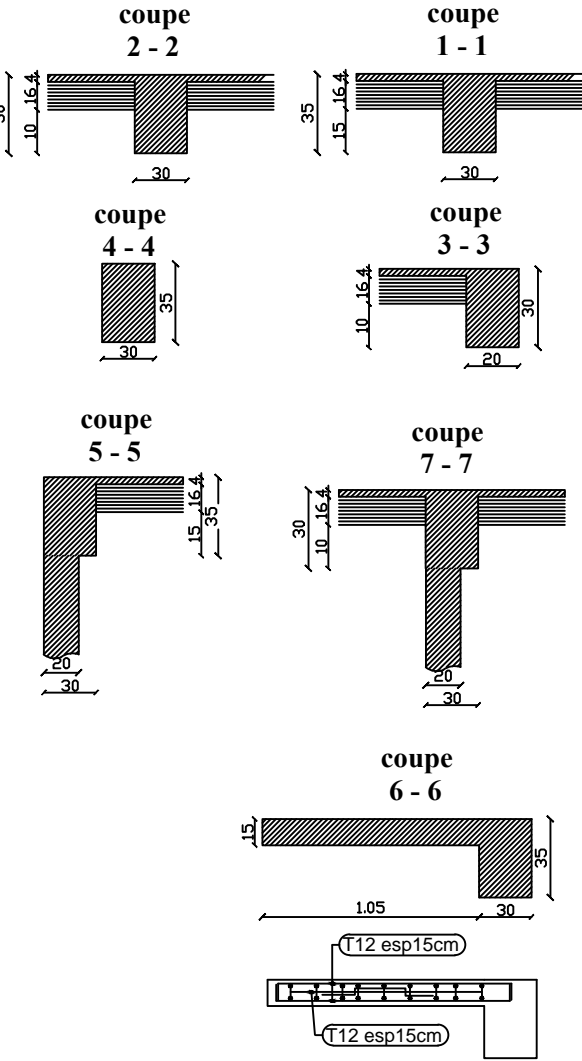
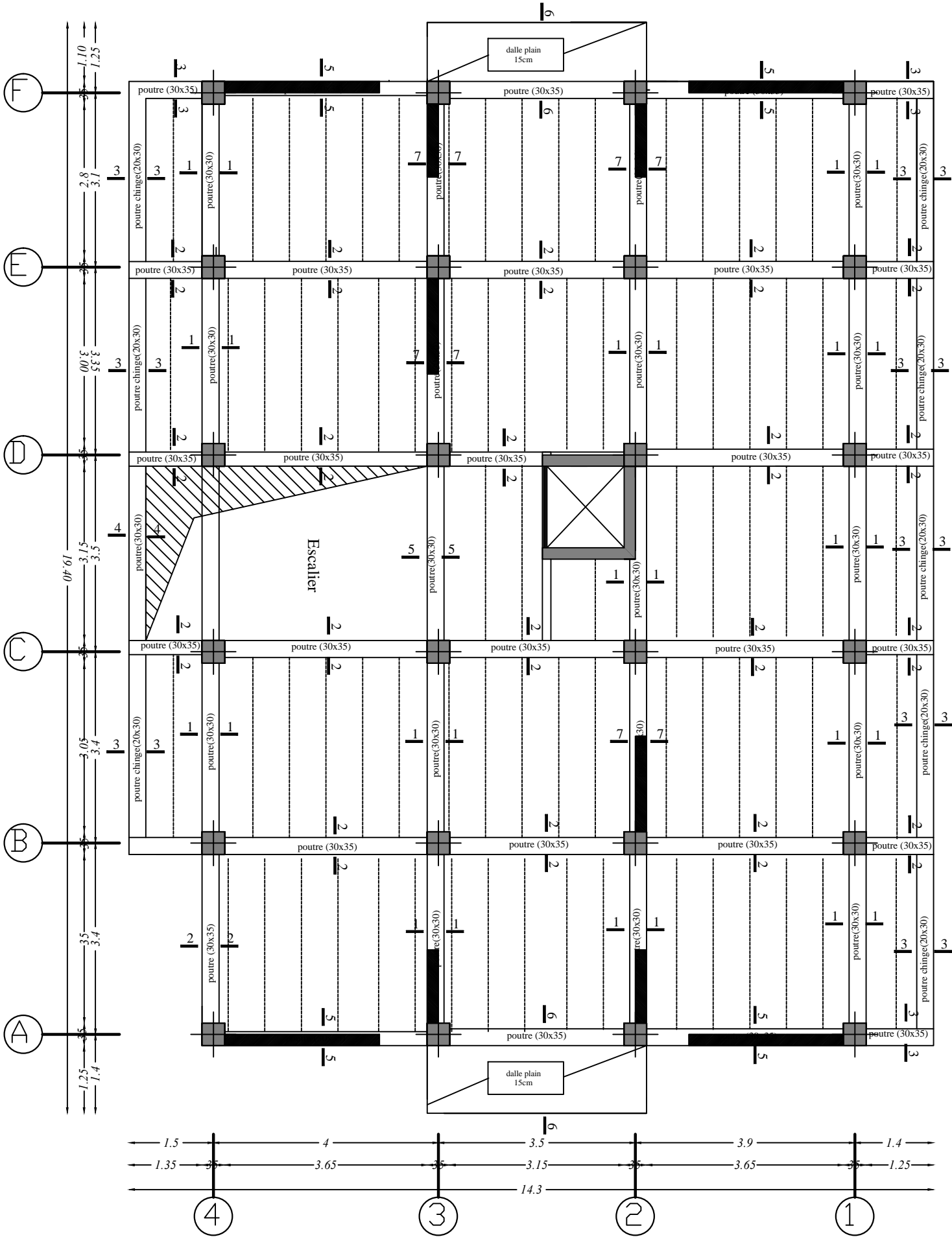
Présenté par :

Mr : BOAZIZ Omar
 M ll : BEN KACI Dalila

Encadré par :

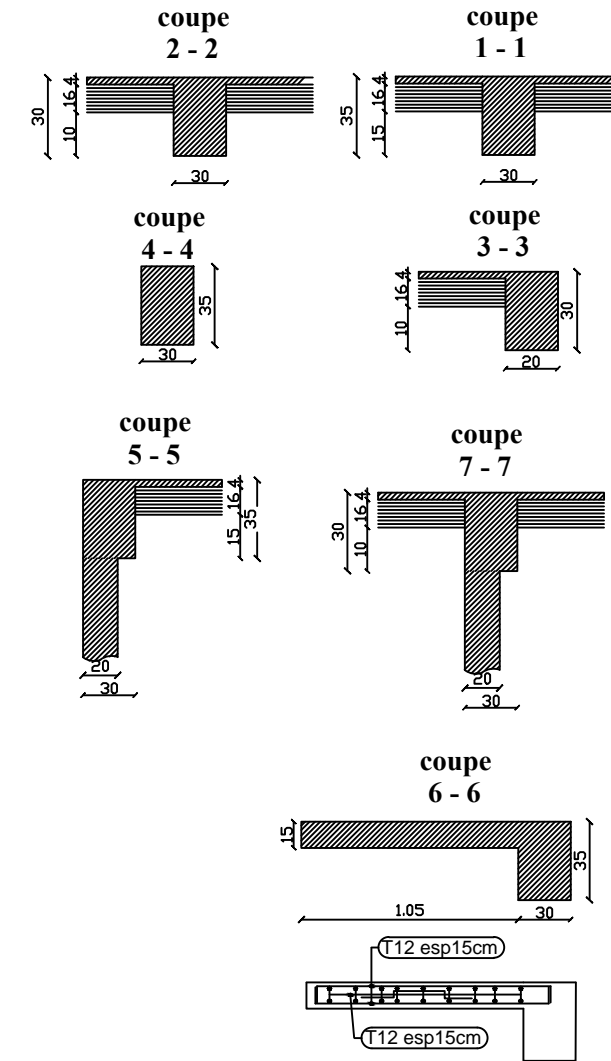
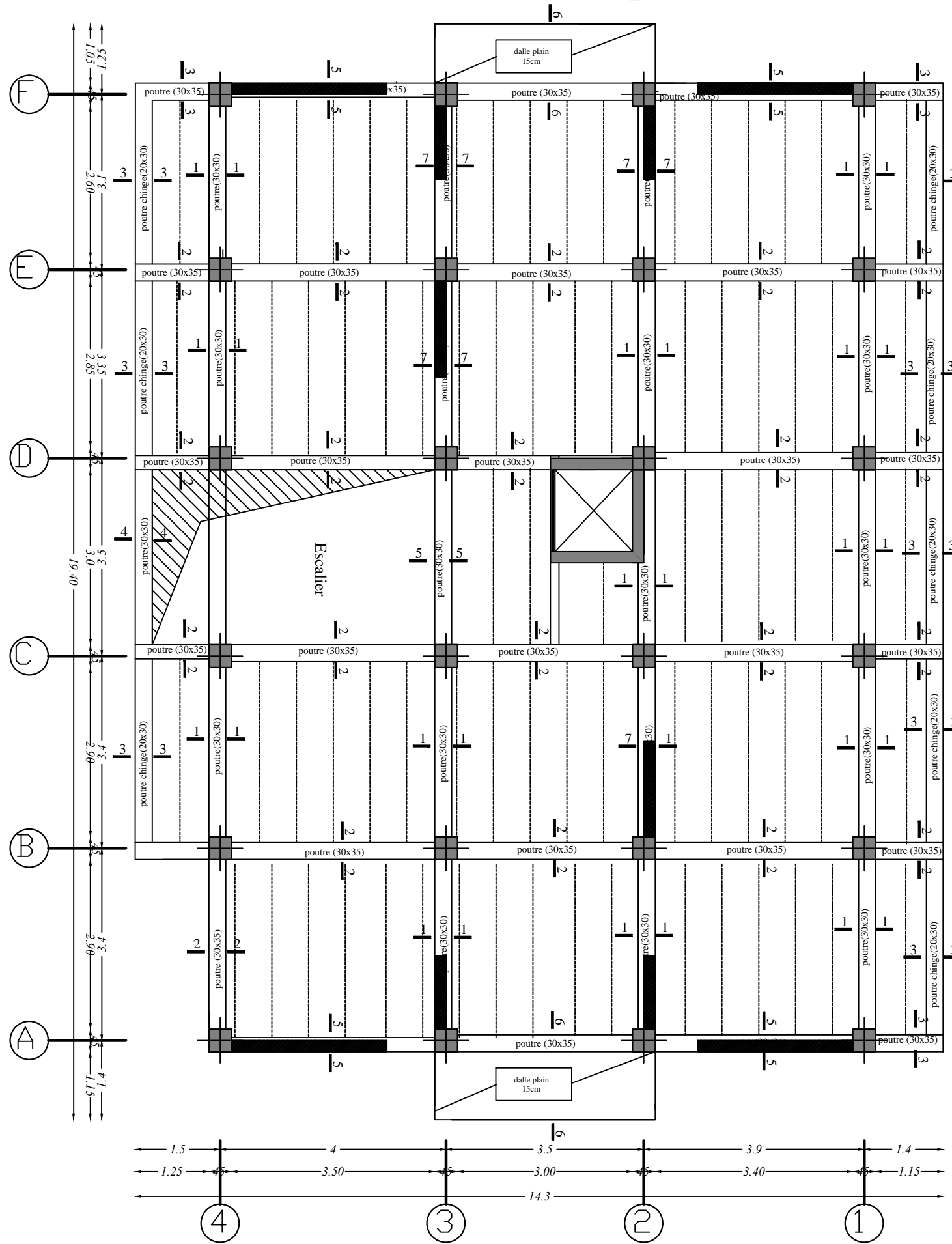
Mme: SMAH.R

plancher (35/35) Etage 05, Etage 06, Etage 07 et Etage 08



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
coffrages et ferrillage des planchers 5eme/6eme/7eme et 8eme etage	
Présenté par :	Mr : BOAZIZ Omar M ll : BEN KACI Dalila
Encadré par :	Mme: SEMAHIR

plancher (45/45) S-Sol, RDC et Etage 01



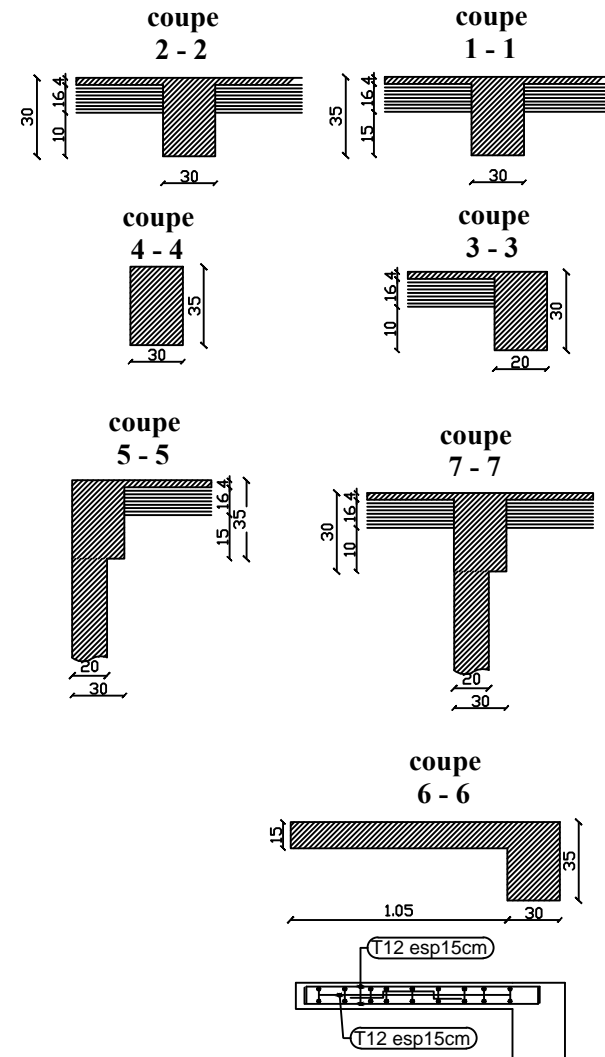
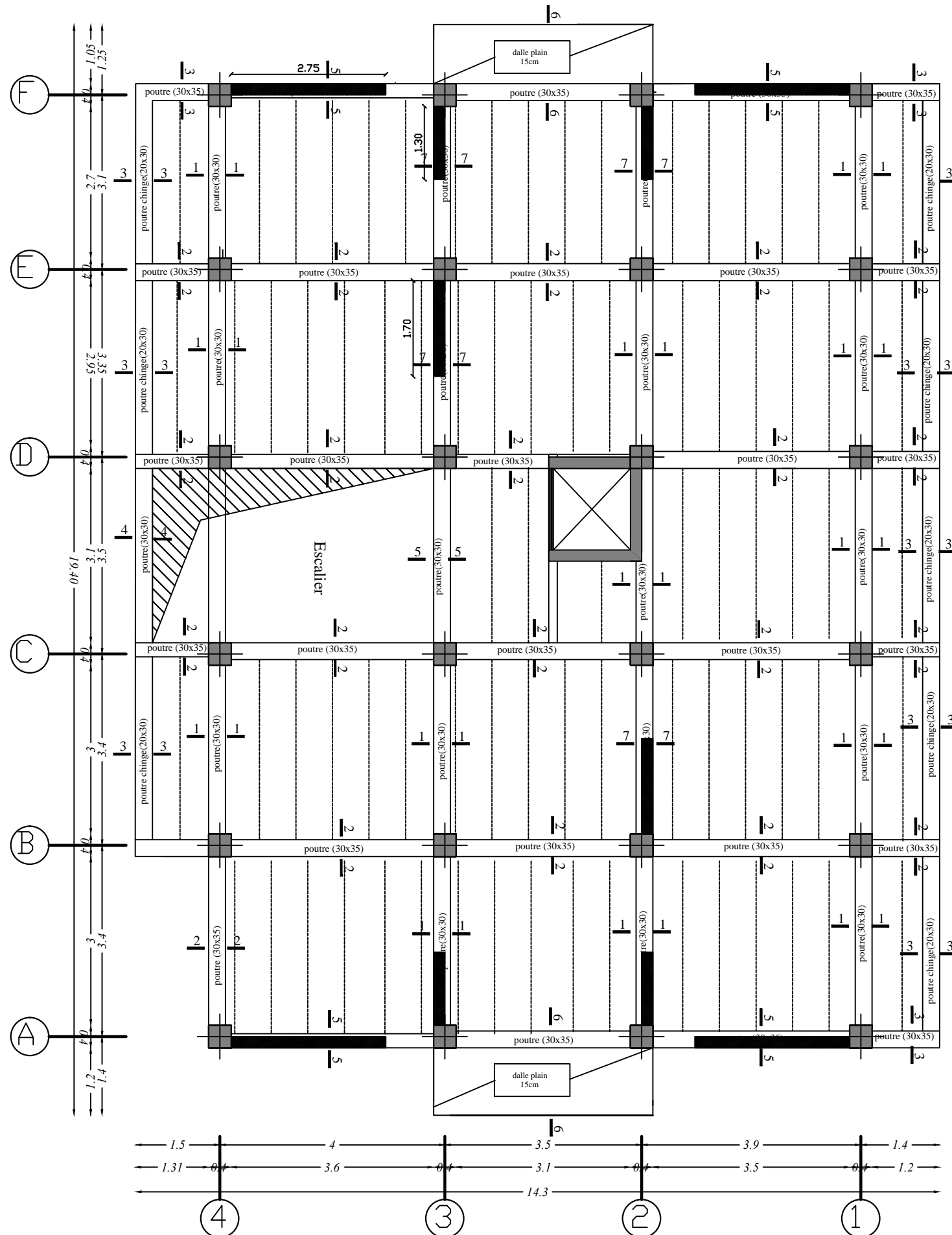
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage des planchers S-Sol/ RDC et 1 étage

Présenté par : Mr : BOAZIZ Omar
 M II : BEN KACI Dalila

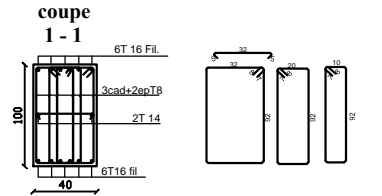
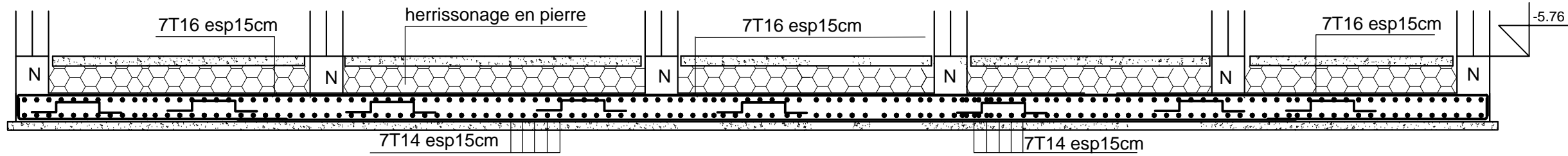
Encadré par : Mme: SEMAHIR

plancher (40/40) Etage 02, Etage 03 et Etage 04

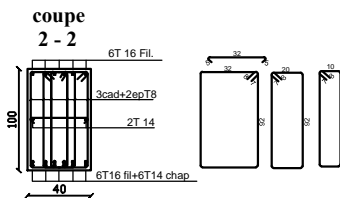
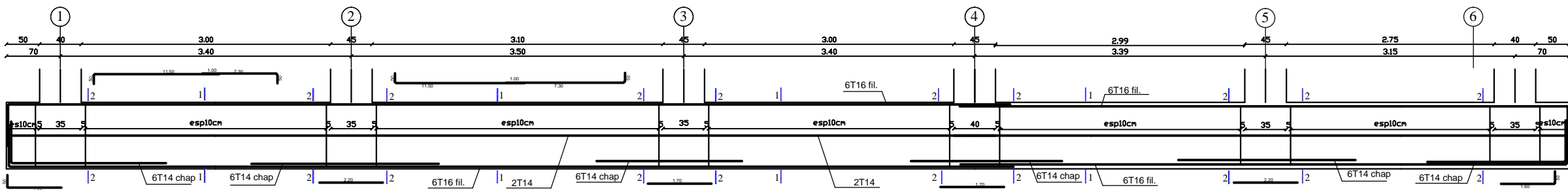


UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
coffrages et ferrailage des planchers 2 étage / 3étage et 4étage	
Présenté par :	Mr : BOAZIZ Omar M ll : BEN KACI Dalila
Encadré par :	Mme: SEMAHI.R

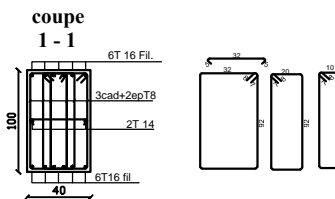
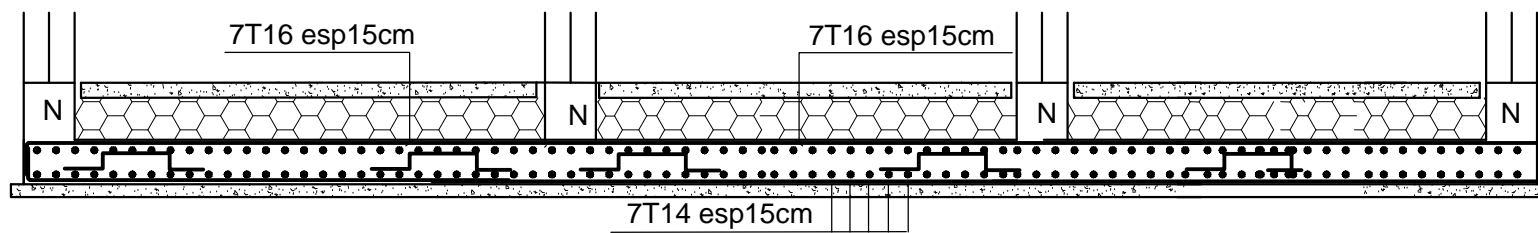
ferrailage du radier sens des FILES (1 2 3 4) NIV -4.08



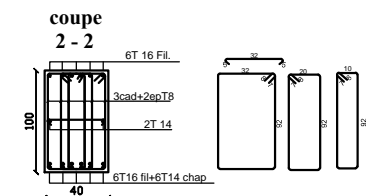
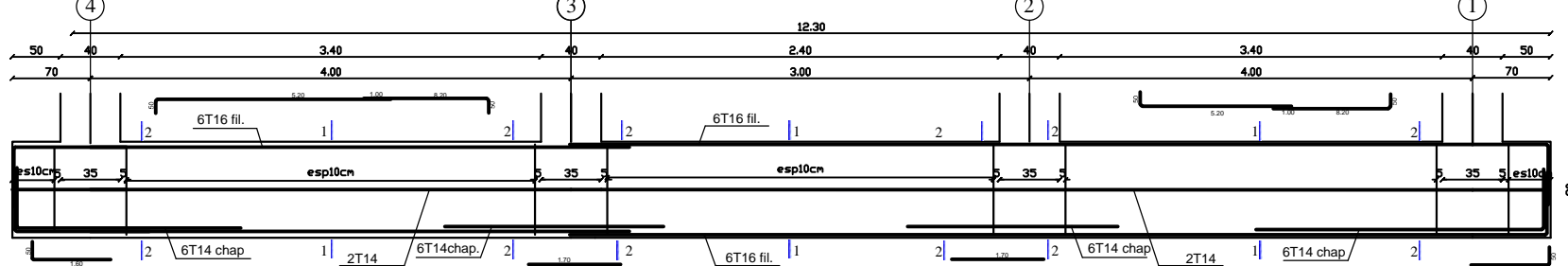
ferrailage des nervures FILES (1 2 3 4) NIV -4.08



ferrailage du radier sens des AXES(A B C D E F) NIV -4.08



ferrailage des nervures AXE (6) NIV -5.76

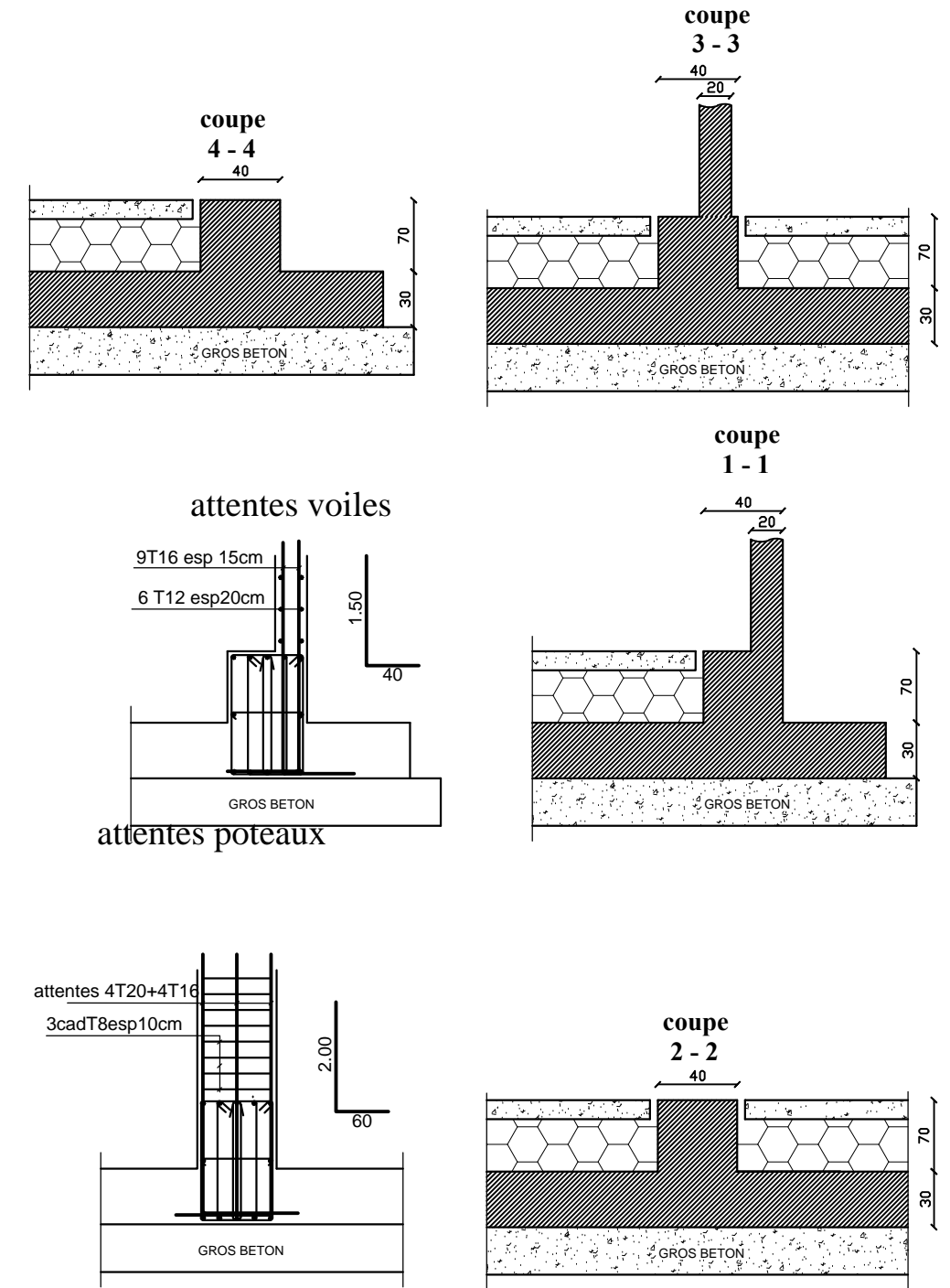
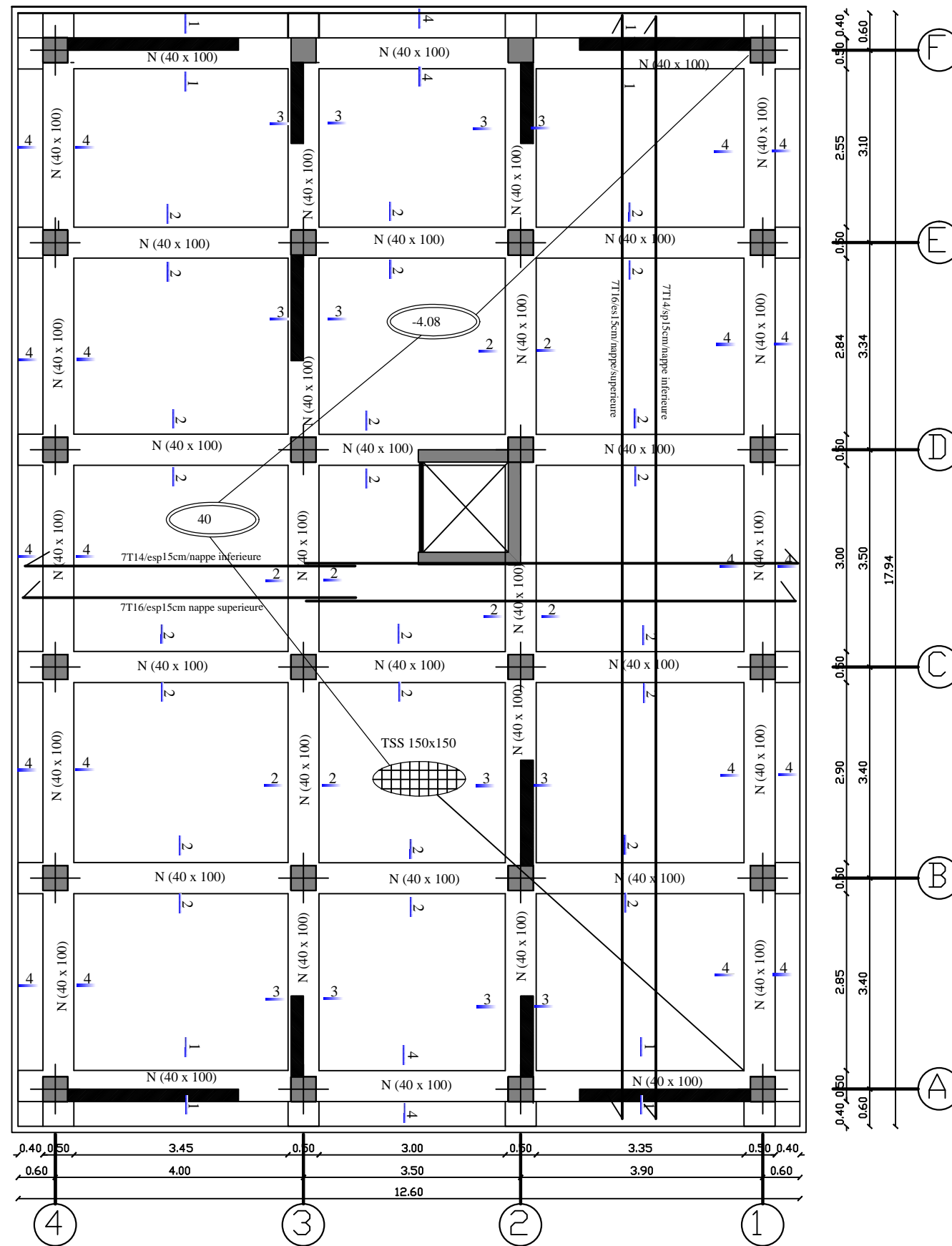


UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI -OUZOU
 Faculté du Genie de la construction
 Département de Génie Civil

coffrages et ferrailage de Radier et les nervures


Présenté par : Mr : BOAZIZ Omar
 M ll : BEN KACI Dalila
 Encadré par : Mme: SEMAHIR


coffrage des fondations NIV -4.08



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU	
Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
coffrages et ferrailage des fondations	
Présenté par :	Mr: BOUAZIZ Omar Melle: BEK KACI Dalila
Encadré par :	Mme: SEMAHIR

BIBLIOGRAPHIE

 Règles parasismiques algériennes ; Document Technique Réglementaire DTR BC.2.48 MHU/ Edition CGS 2003.

 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états –limites ; DTU P 18-702/ Février 2000.

 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

 Cours et TD de spécialité.